



Gonçalo Iria de Sousa

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Estruturas Metálicas para Contenção de Fachadas

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Prof. Doutor João Carlos Gomes Rocha de Almeida

Júri:

Presidente: Prof. Doutora Zuzana Dimitrovová

Arguente: Prof. Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Março 2012

Copyright

“Copyright” Gonalo Iria de Sousa, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ci4ncias e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa t4m o direito, perp4tuo e sem limites geogr4ficos, de arquivar e publicar esta disserta3o atrav4s de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar atrav4s de reposit3rios cient4ficos e de admitir a sua c3pia e distribui3o com objectivos educacionais ou de investiga3o, n3o comerciais, desde que seja dado cr4dito ao autor e editor.

Agradecimentos

Ao Professor João Rocha de Almeida, quero expressar o meu profundo agradecimento, pela total disponibilidade, interesse, dedicação e apoio, os quais foram cruciais para a concretização deste trabalho.

Gostaria também de agradecer ao Professor José Delgado, pela preciosa ajuda prestada na modelação, assim como pela sua prontidão em me prestar auxílio.

Ao Sr. Fernando Mendes da Sonangil, ficarei para sempre grato por me ter proporcionado a experiência na obra da Avenida da República, a qual contribuiu para enriquecer este trabalho. Ao Engenheiro Bruno Martins e ao Encarregado Geral Paulo, agradeço a maneira como me apadrinharam no tempo em que estive na obra, tendo comigo partilhado inúmeros conhecimentos e experiências. Resta agradecer ao Sr. Pereira e ao Sr. Agostinho, por me terem dado permissão de frequentar a obra sempre que o desejasse, bem como pelos seus conselhos e experiência partilhada.

À Pecnon, mais concretamente ao Engenheiro Paulo Fernandes, pelos elementos de projecto que gentilmente me forneceu.

Ao Pedro Caetano da HPA, por me ter levado à sua obra localizada na Av. Praia da Vitória, de onde também recolhi algum material para a dissertação.

A todos os Familiares que me apoiaram durante os últimos tempos, em especial ao Primo Manuel, que tanto pressionou para que eu terminasse a tese.

Como não podia deixar de ser, aos Colegas e Amigos André Pratapsinh, Miguel Vieira, Tiago Mota e Pedro Garcia.

Por último, àqueles que tornaram tudo isto possível; refiro-me obviamente aos meus Pais e à minha Irmã.

Resumo

A quantidade de edifícios nos grandes centros urbanos que necessitam de obras de reabilitação tem aumentado consideravelmente nos últimos anos. Entre os métodos de reabilitação adoptados encontra-se o fachadismo. Os princípios desta prática assentam num compromisso entre conservação e progresso, na medida em que todo o interior do edifício é demolido, restando apenas as fachadas históricas, as quais são posteriormente integradas numa nova estrutura.

Enquanto as fachadas não se encontrarem ligadas à nova estrutura, torna-se necessário fornecer-lhes meios de suporte para que estas resistam às acções impostas pelo meio envolvente. No presente trabalho, são abordados os tipos de estruturas metálicas mais correntemente utilizadas para tal fim. Os princípios estruturais são muito semelhantes a algumas das estruturas utilizadas na construção civil para fornecer qualquer tipo de suporte, tais como as de escoramento horizontal, escoramento inclinado e suporte de peso. É descrita a ligação destas estruturas à fachada, assim como os três principais tipos de sistemas estruturais de contenção utilizados: sistemas em aço laminado, sistemas tubulares de andaime e sistemas proprietários.

São analisadas as acções mais importantes neste tipo de estruturas, bem como diversos aspectos de dimensionamento de acordo com os Eurocódigos. Para ilustrar a informação transmitida, efectua-se ainda o estudo de um exemplo concreto de uma estrutura de contenção.

Termos chave: Reabilitação Urbana, Fachadismo, Contenção de Fachadas, Estruturas Temporárias

Abstract

The number of buildings requiring urban rehabilitation works has increased considerably in recent years in large urban centers. Among the rehabilitation methods adopted is the façadism. The principles of this practice are based on a compromise between retention and progress, as the whole interior part of the building is demolished, leaving only the historic façades, which are subsequently linked to a new structure.

While these façades are not connected to the new structure, it is necessary to provide them with efficient support, so that they resist to the action imposed by the environment. In this project work, we discuss the types of metal structures most commonly used for this purpose. These structural principles are very similar to some of the structures used in construction to provide any support, such as raking shore, flying shore or dead shore. It will be referred their link to the façade as well as the three main types of structural containment: systems used: steel rolled systems, tubular scaffolding systems and proprietary systems.

It is described the connection of these structures to the facade, as well as the three main types of structural systems used in retention: rolled steel systems, tubular scaffolding systems and proprietary systems.

The most important actions in this type of structures are analysed, as well as several sizing aspects according to the Eurocodes. To illustrate the stated information, we have carried out a real example of the retention of a structure.

Keywords: Urban Refurbishment, Façadism, Façade Retention, Temporary Structures

Índice de Matérias

Copyright	i
Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de Figuras	xi
Índice de Tabelas	xv
Lista de Abreviaturas e Símbolos	xvii
Capítulo 1	1
Introdução e Objectivos da Dissertação	1
1.1 Reabilitação de Edifícios Patrimoniais	1
1.2 Contenção de Fachadas	2
1.3 Organização da Dissertação	4
Capítulo 2	5
Tipos de Estruturas para Contenção de Fachadas	5
2.1 Aspectos Técnicos da Contenção de Fachadas	5
2.2 Localização da Estrutura de Contenção	6
2.3 Geometria das Estruturas de Contenção	7
2.3.1 Sistemas de Escoramento Inclinado	9
2.3.2 Sistemas de Torres Porticadas e Treliçadas	10
2.3.3 Sistemas em Consola	13
2.3.5 Sistemas de Suporte de Peso	14
2.3.4 Sistemas Aéreos de Escoramento Horizontal	15
2.4 Ligação da Estrutura à Fachada e Edifícios Adjacentes	17
2.4.1 Ligação Provisória	17
2.4.2 Ligação Definitiva	20
2.5 Zonas de Acesso ao Interior da Obra	22
Capítulo 3	23
Tipos de Estruturas de Contenção	23
3.1 Sistemas Tubulares de Andaime	23
3.2 Sistemas Patenteados	27

3.3 Sistemas em Aço Laminado	30
Capítulo 4.....	35
Acções Actuantes e Dimensionamento	35
4.1 Carregamentos Verticais	35
4.2 Carregamentos Horizontais	36
4.2.1 Acção do Vento	36
4.2.2 Acção Sísmica	38
4.3 Cargas de Impacto	40
4.4 Critério de Deformação	42
Capítulo 5.....	45
Estudo de Um Caso Prático	45
5.1 Características do Edifício.....	45
5.2 Estrutura de Contenção Adoptada	46
5.3 Dimensionamento	50
5.3.1 Dimensionamento Original (Segundo o RSAEEP)	50
5.3.2 Dimensionamento Segundo os Eurocódigos	52
5.3.3 Conclusões do Capítulo.....	60
Capítulo 6.....	63
Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	63
6.1 Conclusões.....	63
6.2 Desenvolvimentos Futuros	65
Referências Bibliográficas	67

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Localização da estrutura de contenção na zona exterior, mantendo o espaço interior desocupado.	7
Figura 2.2 - Estrutura totalmente externa e consequente obstrução da via pública.....	7
Figura 2.3 - Contenção de apenas uma fachada.	8
Figura 2.4 - Contenção de duas fachadas.	8
Figura 2.5 - Contenção de fachada de geometria circular	8
Figura 2.6 - Esquema tipo de um sistema de escoramento inclinado.....	9
Figura 2.7 – Sistema de escoramento inclinado para contenção de fachada.	9
Figura 2.8 - Estruturas tipo em torres treliçadas e porticadas.	11
Figura 2.9 - Estrutura porticada com localização mista (zona exterior).....	12
Figura 2.10 - Estrutura porticada com localização mista (zona interior).	12
Figura 2.11 - Corte na zona abaixo do piso térreo onde são possíveis de observar os perfis de fundação.	12
Figura 2.12 - Painéis ancorados, e ligação aos perfis verticais através de cachourros.....	12
Figura 2.13 - Zona onde não foi possível efectuar a perfuração na zona exterior.....	13
Figura 2.14 - Espaçamento dos perfis verticais e consequente condicionamento da geometria dos painéis.....	13
Figura 2.15 - Estrutura em consola.	14
Figura 2.16 - Pormenor arquitectónico seguro por estrutura em consola.....	14
Figura 2.17 - Esquema tipo de uma estrutura de suporte de peso.	15
Figura 2.18 - Sistema de suporte de peso em conjunto com um sistema porticado.	15
Figura 2.19 - Utilização conjugada de sistema de contenção aéreo com sistema não aéreo.	16
Figura 2.20 - Sistema aéreo interior composto por barras horizontais.....	16
Figura 2.21 -Escoramento de canto.	16
Figura 2.22 - Ligação a edifício adjacente.	16
Figura 2.23 - Escoramento de empenas recorrendo a estruturas aéreas articuladas.....	17
Figura 2.24 - Escoramento de empenas recorrendo a barras horizontais.	17
Figura 2.25 - Ligação da estrutura à fachada efectuada por um vão de janela.....	18
Figura 2.26 - Pormenor de ligação mecânica e através de vãos de janelas.	18

Figura 2.27 - Transferência de cargas pontual.	19
Figura 2.28 - Vigas de apoio encostadas directamente à fachada.	19
Figura 2.29 - Pormenor de ligação de uma estrutura de escoramento horizontal à empena.	19
Figura 2.30 - Pormenor de ligação de uma estrutura de escoramento horizontal à fachada.	19
Figura 2.31 - Estrutura de contenção metálica e pormenores de ligação antes e depois da construção da nova estrutura em betão armado.....	20
Figura 2.32 - Pormenor dos conectores metálicos e viga metálica do sistema de contenção.....	21
Figura 2.33 - Pormenor de uma antiga fachada reforçada com rede electrossoldada.	21
Figura 2.34 - Zona da estrutura reforçada para permitir o acesso à obra (lado exterior).	22
Figura 2.34 - Zona da estrutura reforçada para permitir o acesso à obra (lado interior).	22
Figura 3.1 - Sistema de contenção de fachada tubular de andaime.	23
Figura 3.2 - Estrutura de andaime ajustada à geometria da fachada.	23
Figura 3.3 - Exemplo de projecto de um sistema tubular de andaime.....	24
Figura 3.4 - Pormenor de ligação entre a estrutura e a fachada.....	24
Figura 3.5 - Sistema tubular de andaime tipo, com utilização de uma estrutura aérea ligada a estruturas não aéreas.	25
Figura 3.6 - Ligação mecânica da estrutura à alvenaria, que permite movimentos verticais mas restringe os horizontais.....	26
Figura 3.7 - Ligação entre elementos verticais e horizontais através de abraçadeira aparafusada.....	26
Figura 3.8 - Exemplo de um sistema proprietário de aluguer.	27
Figura 3.9 - Pormenor de parte da estrutura da figura anterior.	27
Figura 3.10 - Elemento “Megashor” e respectivos pormenores (chapas terminais e secção).	28
Figura 3.11 - Elemento “Superslim Soldier” e respectivos pormenores (chapas terminais e secção). .	28
Figura 3.12 - Sistema de aluguer tipo.....	29
Figura 3.13 - Elementos de ligação “Rapid Bar Tie”.....	29
Figura 3.14 - Exemplo de alguns acessórios de ligação.....	30
Figura 3.15 - Estrutura de contenção em aço laminado.	31
Figura 3.16 - Estrutura de contenção em aço laminado.	31
Figura 3.17 – Projecto da estrutura representada na Figura 3.15.	31
Figura 3.18 - Projecto da estrutura representada na Figura 3.16.....	32
Figura 3.19 - Corte e pormenores do projecto da estrutura representada na Figura 3.16.....	32
Figura 3.20 - Exemplo de ligações soldadas.	33
Figura 3.21 - Exemplo de ligações aparafusadas.	33
Figura 3.22 - Cordão de soldadura incompleto numa soldadura de topo entre perfis UPN.	34
Figura 3.23 - Cordão de soldadura incompleto entre perfil UPN e chapa de ligação a perfis HEB.....	34
Figura 4.1 - Carregamento estático nas vigas de travamento lateral para simular a acção do vento.....	38
Figura 4.2 - Fornecimento de perfis metálicos por cima da fachada.....	41

Figura 4.3 - Remoção de terra do interior da obra, por intermédio de um tapete rolante.	41
Figura 4.4 - Deformação devida a descompressão do solo.	42
Figura 4.5 - Sistema de escoramento inclinado improvisado, de modo a eliminar deformações.....	44
Figura 4.6 - A mesma situação da figura anterior, na outra extremidade da fachada.	44
Figura 5.1 – Localização do edifício em reabilitação.....	45
Figura 5.2 - Fotografia do edifício no ano de 1910.....	46
Figura 5.3 - Edifício abandonado quase por completo.....	46
Figura 5.4 - Vista geral da estrutura na zona exterior.	47
Figura 5.5 - Vista geral da estrutura na zona interior.	47
Figura 5.6 - Vista da global da estrutura do lado da Av. da Republica.	47
Figura 5.7 - Vista da global da estrutura do lado da Av. Elias Garcia.	47
Figura 5.8 - Legenda dos perfis da Figura 5.6.....	48
Figura 5.9 - Legenda de perfis da Figura 5.7.	48
Figura 5.10 - Legenda de perfis de um corte da estrutura do lado da Av. da Republica.....	49
Figura 5.11 - Ligação dos perfis HEB aos maciços de encabeçamento de micro-estacas.	49
Figura 5.12 - Pormenor de ligações soldadas.	49
Figura 5.13 - Pormenor de ligação por um vão de porta.	50
Figura 5.14 - Pormenor de ligação por um vão de janela.....	50
Figura 5.15 - Modelo global da estrutura de contenção.	50
Figura 5.16 - Modelo global da estrutura de contenção e das fachadas.	52
Figura 5.17 - Diagramas de esforço normal.	54
Figura 5.18 - Diagramas de esforço transverso na direcção x	55
Figura 5.19 - Diagramas de esforço transverso na direcção y.....	55
Figura 5.20 - Diagramas de momento flector na direcção y.	56
Figura 5.21 - Diagramas de momento flector na direcção x.	56
Figura 5.22 - Esforços normais actuantes e resistentes.	57
Figura 5.23 - Esforços transversos actuantes e resistentes.	58
Figura 5.24 - Momentos flectores actuantes e resistentes.	58
Figura 5.25 - Verificações de segurança: esforços actuantes e resistentes.....	58

Índice de Tabelas

Tabela 4.1 - Valores limite recomendados para a deformação horizontal no topo de colunas..	43
Tabela 5.1 - Forças lineares por piso, resultantes da acção do vento nas fachadas (RSAEEP)	51
Tabela 5.2 - Forças lineares por piso, resultantes da acção do vento nas fachadas (EC4)	53

Lista de Abreviaturas e Símbolos

Abreviaturas

EC1-4 – Eurocódigo 1 Parte 4

RSAEEP – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

Letras Latinas Maiúsculas

C_{prob} - coeficiente de probabilidade

T_R - Período de retorno da estrutura

T_L - Período de vida útil da estrutura

T_{LR} - Período de retorno de referência para o requisito de não ocorrência de colapso (475 anos)

K - parâmetro de forma

P_R - Valor da probabilidade de excedência

Letras Latinas Minúsculas

a_g - valor de cálculo de aceleração à superfície de um terreno do tipo A

a_{gR} - valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A

k - expoente que depende da sismicidade

p - probabilidade anual de excedência

Letras Gregas

γ_1 - coeficiente de importância

Capítulo 1

Introdução e Objectivos da Dissertação

1.1 Reabilitação de Edifícios Patrimoniais

O crescente progresso das sociedades conduz inevitavelmente a novas exigências por parte dos edifícios nelas existentes. Consequentemente, o número de edifícios que se vão tornando desactualizados, redundantes e obsoletos vai aumentando, proporcionando potenciais alvos de obras de reabilitação [1]. Esta prática moderna tem-se tornado cada vez mais comum nos últimos anos relativamente à opção por novas construções, não só graças às vantagens específicas dela decorrentes como também devido à necessidade de preservação dos edifícios classificados, parte integrante da nossa identidade [2]. Em Portugal, a maioria desses edifícios data de entre 1850 a 1940 e localiza-se geralmente no centro das grandes cidades ou na sua periferia.

Naturalmente, existiram alguns factores que impulsionaram e banalizaram a prática da reabilitação em alternativa às novas construções. Cada vez mais, o espaço disponível para construir, principalmente nas zonas nobres das grandes cidades, é escasso. Assim, muitos construtores têm obrigatoriamente de olhar para os edifícios antigos e decidir que destino lhes dar [2]. Por outro lado, em algumas cidades, o elevado número de edifícios existentes traduz-se numa oferta habitacional superior à procura, fazendo com que a opção por novas construções seja insustentável.

Existem várias escalas de reabilitação, mais ou menos drásticas, as quais são empregues essencialmente em função de factores legislativos e económicos. Primeiramente, é imprescindível fazer um levantamento detalhado do edifício, que permita avaliar a sua qualidade estrutural e efectuar uma estimativa de custos. Alguns destes edifícios, além de se encontrarem bem preservados, possuem uma estrutura sólida capaz de suportar uma nova utilização. Hoje em dia, é possível modernizá-los de modo a que cumpram os requisitos actuais de conforto, comodidade e legislação. A principal vantagem resultante desta intervenção é a possibilidade de obter um edifício em menos tempo do que

o que decorreria caso o mesmo tivesse de ser totalmente demolido e posteriormente reconstruído (reabilitação “low key”). Nesta forma de reabilitar um edifício antigo, todas as suas partes são mantidas o mais possível de acordo com o traçado original [3].

No entanto, existem situações que levam o projectista a procurar soluções distintas da original. Por exemplo, quando se pretende dar uma utilização ao edifício diferente da anterior, pode ser conveniente remover alguns ou mesmo a totalidade dos seus elementos internos. É também possível que, após os trabalhos de levantamento, se verifique uma fraca aptidão estrutural do edifício ou danos excessivos no seu interior, fruto de negligência associada à sua utilização. Estes factos podem levar a trabalhos de reforço na estrutura e fundação de tal forma dispendiosos que a total preservação do edifício se torne economicamente inviável [1]. Neste cenário, os factores legislativos interferem frequentemente na escolha do processo de reabilitação a adoptar.

Por último, há que destacar o problema de nem sempre ser fácil, adoptando a tipologia, os materiais e os processos construtivos tradicionais, conseguir cumprir os regulamentos actuais, principalmente no que diz respeito à segurança contra incêndios [3].

1.2 Contenção de Fachadas

Situações como as acima descritas conduzem, geralmente, a soluções drásticas de reabilitação de edifícios com valor histórico ou patrimonial. Os elementos habitualmente mais emblemáticos do edifício, como as fachadas, de maior importância histórica e arquitectónica, são mantidos. Por outro lado, o interior, impróprio ao novo tipo de utilização e normalmente de fraco valor arquitectónico, é demolido, dando lugar a uma nova estrutura. Obviamente, este tipo de reabilitação pode ser mais ou menos radical, consoante o número de elementos a preservar [3].

Esta prática, denominada de “fachadismo”, é alvo de controvérsia, na medida em que enquanto uns defendem que os edifícios históricos devem ser mantidos na totalidade, outros aceitam um compromisso entre conservação e desenvolvimento. Em todo o caso, em geral existem razões que justificam a preservação das fachadas e a sua correspondente contenção como meio de conservação. De facto, a maioria dos edifícios classificados deve o seu estatuto às suas características externas e não internas, além de frequentemente os espaços interiores se alterarem aquando do processo de utilização do edifício, encontrando-se consequentemente descaracterizados [3].

A contenção de fachadas pode no entanto apresentar desvantagens comparativamente aos métodos de reabilitação mais conservadores. Se fosse possível demolir a totalidade de um edifício antigo e construir um novo no seu lugar, a obra certamente ficaria mais económica do que se no

mesmo edifício se realizasse uma contenção de fachada. Efectivamente, as dificuldades decorrentes da necessidade de salvaguardar as fachadas históricas, que começam nos trabalhos de demolição e acabam na ligação à nova estrutura, podem encarecer e atrasar substancialmente a obra. Em contrapartida, como já foi referido, a reabilitação “low key” pode revelar-se muitas vezes mais rápida e económica do que uma total demolição seguida de reconstrução [3].

Em relação à problemática da sustentabilidade na contenção de fachadas, há que ter presente que grande parte do edifício é geralmente demolida. Tal pode-se tornar uma desvantagem em relação a outros métodos mais conservadores. Para que tal não aconteça, os materiais resultantes do processo de demolição deverão ser reaproveitados ou reciclados. É de realçar que nos últimos anos foram feitos esforços significativos em prol da sustentabilidade na construção, atendendo a que, quanto mais se preservar, reutilizar e reciclar, mais se poupa na exploração de matérias-primas e nas emissões de dióxido de carbono [2].

Apesar dos pontos negativos, existem bons motivos e vantagens decorrentes da manutenção das fachadas antigas, que tornam esta prática economicamente viável para além de constituir um meio de conservação e reutilização do património edificado [3].

Efectivamente, ao se optar pela contenção de fachadas, é possível aumentar a área útil do edifício através da construção de caves e introdução de pisos adicionais acima dos pisos do antigo edifício. Note-se que tal não é possível caso se utilizem métodos que mantenham as características do antigo edifício o mais possível inalteradas.

Outra situação que se pode revelar mais rentável do que a reabilitação “low key” ou a construção de um edifício de raiz, é a construção de um edifício por trás de uma fachada emblemática. Efectivamente, quanto maior valor histórico e arquitectónico possuir uma fachada, maior será a probabilidade de importantes entidades mostrarem interesse na sua futura compra, podendo o valor do edifício aumentar consideravelmente. Nestes casos, as estruturas nova e antiga cumprem a sua função de forma independente. Enquanto a primeira desempenha os requisitos funcionais exigidos pela nova utilização, a segunda projecta uma imagem atractiva.

Por último, convém lembrar que em Portugal, grande parte de edifícios utilizados para este fim são edifícios gaioleiros, os quais não possuem aptidão para resistir a um sismo de elevada intensidade. Através de uma reabilitação “low key”, não é possível resolver as deficiências estruturais existentes. Nestas condições, a opção pela contenção de fachadas parece ser uma boa prática, na medida em que a nova estrutura será certamente dimensionada para resistir a um sismo regulamentar.

1.3 Organização da Dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos. Os primeiros quatro são fundamentalmente de carácter informativo e descritivo. No quinto capítulo, aborda-se um exemplo concreto de uma estrutura de contenção. Finalmente no sexto e último capítulo, apresentam-se as principais conclusões extraídas do trabalho e sugerem-se desenvolvimentos futuros nesta área.

Nos Capítulos 2 e 3, é efectuado um estado de arte, dando a conhecer ao leitor as soluções estruturais mais correntemente empregues na contenção de fachadas de antigos edifícios. As técnicas utilizadas derivam de alguns dos processos de escoramento utilizados desde sempre nos trabalhos de escavação, fixação de cofragens, ou até mesmo de suporte de qualquer elemento construtivo ou estrutural em processo de reabilitação, adaptadas à prática moderna. Ilustram-se as formas como estas técnicas podem ser empregues na contenção de fachadas recorrendo a diferentes tipos de estruturas metálicas, (aço laminado, estruturas de andaime e sistemas patenteados) assim como os processos utilizados na sua ligação à fachada. A informação teórica será completa com fotografias e descrições de casos práticos, de forma a melhor elucidar o leitor.

No Capítulo 4, são abordadas as acções mais relevantes durante o período de tempo em que a estrutura se encontra activa, assim como os principais aspectos de dimensionamento à luz dos Eurócodigos. Pretende-se acima de tudo dar a conhecer as particularidades existentes no processo de dimensionamento, decorrentes do facto de estas estruturas serem temporárias com um período de vida útil menor do que as restantes estruturas.

No Capítulo 5, é apresentada uma estrutura de contenção, localizada em Lisboa na Avenida da Republica. Com base na estrutura existente, e com o auxílio do programa de cálculo Sap2000, determinam-se os esforços mais condicionantes na estrutura em causa.

Capítulo 2

Tipos de Estruturas para CONTENÇÃO de Fachadas

2.1 Aspectos Técnicos da CONTENÇÃO de Fachadas

A contenção de fachadas de edifícios históricos tem vindo a tornar-se cada vez mais comum nos últimos 25 anos. Esta prática encontra-se confinada a uma fase única na história da arquitectura na medida em que provavelmente não se poderá aplicar a edifícios mais recentes que eventualmente possam vir a ser classificados, já que os sistemas estruturais e construtivos empregues nos dias de hoje pouco ou nada têm a ver com os de antigamente [2, 3].

Ao contrário da construção contemporânea, as paredes exteriores dos edifícios antigos desempenhavam funções estruturais, suportando os pisos, a cobertura e algumas paredes interiores. Por sua vez, estes elementos forneciam-lhes o apoio lateral necessário à sua estabilidade, havendo assim uma interdependência entre os elementos carregados e os elementos suportados. Quando o interior dum edifício deste tipo é demolido, torna-se assim necessário fornecer meios de apoio temporários às fachadas, desde que se iniciam os trabalhos de demolição até à sua total ligação com a nova estrutura. Este apoio é conseguido à custa de uma estrutura provisória, dimensionada para suportar as paredes em questão face às acções a que serão solicitadas [1, 2, 3].

Os problemas que surgem neste tipo de obras são bastante particulares, uma vez que não estão relacionados com o projecto de um novo edifício. Em regra, exigem, da parte de quem se compromete a solucioná-los, perícia técnica e busca de soluções altamente especializadas. Grande parte da dificuldade está relacionada com a imprevisibilidade do comportamento de edifícios antigos e com o facto de algumas técnicas utilizadas terem sido pouco testadas. As principais exigências técnicas associadas à contenção de fachadas são [1]:

- Garantir um apoio temporário adequado, desde o início dos trabalhos de demolição até à ligação com a nova estrutura;

- Efectuar uma ligação eficiente entre a estrutura antiga e a construção nova;
- Prever eventuais assentamentos diferenciais entre as estruturas antiga e nova;
- Fornecer à estrutura nova um sistema de fundações que não interfira com o da estrutura antiga, pondo em causa a sua estabilidade;
- Garantir que a estrutura antiga não recebe quaisquer cargas verticais provenientes da construção nova, tendo apenas de suportar o seu peso próprio.

Ao longo desta dissertação far-se-á referência aos diferentes tipos de estruturas de contenção utilizados para resolver diversos problemas que podem surgir em obras de reabilitação.

2.2 Localização da Estrutura de Contenção

Consoante as circunstâncias, a localização da estrutura de contenção em relação à fachada pode variar, surgindo assim sistemas externos, internos e mistos.

Os sistemas totalmente externos, nos quais a estrutura temporária se encontra no lado exterior da fachada, têm a vantagem de não interferir com os trabalhos de demolição e construção da nova estrutura (Figura 2.1). Como desvantagem, surge frequentemente a consequente obstrução dos passeios e estradas adjacentes à obra (Figura 2.2). Esta situação pode provocar alterações na circulação de veículos e peões, dado que a montagem deste tipo de estruturas nos passeios obriga geralmente à construção de passagens pedonais na via de circulação automóvel. Devido a tais problemas, muitas vezes não é permitido adoptar este tipo de solução [2, 3].

Outro tipo de dificuldades que pode surgir reside no facto das fundações destas estruturas contemplarem muitas das vezes a utilização de micro-estacas. Dado que no perímetro exterior do edifício passam redes de abastecimento de diversos recursos, a perfuração do terreno para introdução de micro-estacas poderá interferir com essas redes e causar problemas [2, 3].



Figura 2.1 - Localização da estrutura de contenção na zona exterior, mantendo o espaço interior desocupado.



Figura 2.2 - Estrutura totalmente externa e consequente obstrução da via pública.

Os sistemas internos, por sua vez, contemplam a montagem da estrutura de suporte no perímetro interior do edifício, deixando assim a via pública completamente desobstruída. Por outro lado, a presença da estrutura no interior da obra irá dificultar bastante os trabalhos de demolição e construção da nova estrutura. É ainda de realçar que na maioria das obras se trabalha frequentemente com equipamentos mecânicos, pelo que um pequeno descuido poderá comprometer seriamente a segurança de pessoas e bens [2, 3].

Ao optar por um sistema misto, é possível conjugar as vantagens e desvantagens dos sistemas descritos anteriormente [2, 3].

Por último, é de realçar que, independentemente do sistema a adoptar, é importante que a estrutura temporária forneça o apoio necessário à fachada, no período de tempo compreendido entre o início dos trabalhos de demolição e a total ligação à nova estrutura. Nos casos em que existam edifícios confinantes com o edifício a demolir, poderá ser necessário a colocação de uma estrutura que substitua o apoio fornecido anteriormente pelo edifício adjacente [2, 3].

2.3 Geometria das Estruturas de Contenção

A geometria de um sistema de contenção depende essencialmente do número e posição dos futuros novos pisos, da disposição dos edifícios existentes, e ainda da posição e do número de paredes a reter. Este último ponto, por sua vez, varia em função do local onde está inserido o edifício antigo [4]. Pode ser necessário apenas garantir o suporte de uma parede, caso o edifício se encontre inserido

numa linha de edifícios cujas fachadas dão para uma determinada rua (Figura 2.3); ou duas paredes, se o edifício for de gaveto (Figura 2.4); ou três paredes, se o edifício se localizar no final de um quarteirão; ou, menos vulgarmente, quatro paredes, se se tratar de um edifício isolado. No entanto, nem sempre as formas das fachadas a suportar são de geometria regular; na Figura 2.5, é possível visualizar uma fachada de forma circular, munida de uma estrutura de contenção em volta de todo o seu perímetro [2].



Figura 2.3 - Contenção de apenas uma fachada.



Figura 2.4 - Contenção de duas fachadas.



Figura 2.5 - Contenção de fachada de geometria circular [5]

Existem vários tipos de estruturas de contenção, diferenciados pela sua geometria, cujo comportamento estrutural é consequentemente distinto. Neste tipo de obras, pode ser necessário fornecer apoio temporário às fachadas do edifício a reabilitar assim como às empenas de edifícios adjacentes. Para tal, são utilizadas estruturas de contenção aéreas (escoramento horizontal) que geralmente se apoiam nas estruturas a suportar; ou estruturas que recebem as cargas provenientes das fachadas e as conduzem até ao solo (escoramento inclinado, torres porticadas, consolas e sistemas de suporte de peso). A solução final resulta da utilização singular ou combinada destes sistemas [6, 7, 8].

Seguidamente, será descrito o comportamento estrutural de cada elemento acima referido,

assim como as vantagens e desvantagens decorrentes da sua utilização. No final do capítulo, será explicado como se ligam estes elementos às estruturas a suportar, de modo a receberem as cargas que delas provêm.

2.3.1 Sistemas de Escoramento Inclinado

Os elementos de suporte deste tipo são constituídos por barras inclinadas, ligadas em ambas as extremidades, de modo a transmitir as cargas da fachada para a fundação.

Devido às suas ligações geralmente articuladas, este tipo de estrutura está sujeito fundamentalmente ao esforço normal. Visto que as acções actuantes na fachada podem surgir em diferentes direcções, estes elementos têm de estar preparados para absorver tanto esforços de tracção como de compressão. A inclinação preferencial destas escoras/tirantes varia entre quarenta e setenta graus, sendo também condicionada pelo seu comprimento.

Estes sistemas têm como vantagens a facilidade de execução, a reduzida quantidade de material necessária à sua concepção e a simplicidade estrutural. Por outro lado, têm a desvantagem de ocupar bastante espaço, tanto maior quanto menor for o ângulo entre a estrutura e o solo. Assim, estes sistemas de contenção localizam-se preferencialmente no lado exterior, quando não existem restrições à ocupação do espaço exterior [6, 7, 8].

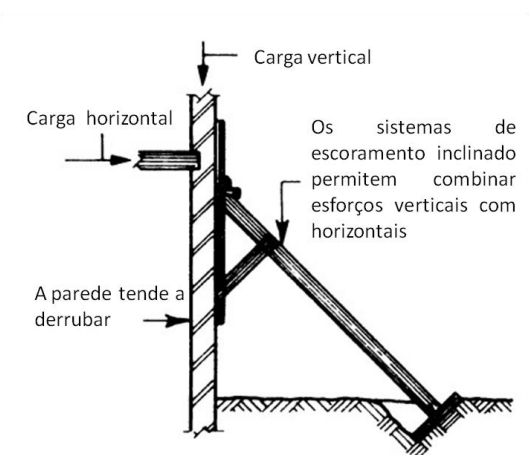


Figura 2.6 - Esquema tipo de um sistema de escoramento inclinado, adaptado de [6].



Figura2.7 – Sistema de escoramento inclinado para contenção de fachada [9].

2.3.2 Sistemas de Torres Porticadas e Treliçadas

Estes sistemas estruturais são constituídos por conjuntos de duas ou mais fiadas de perfis de aço verticais paralelos entre si, dispostos ortogonalmente à fachada, contraventados transversalmente e longitudinalmente por perfis horizontais e eventualmente diagonais. O espaçamento entre perfis horizontais, é dimensionado de modo a impedir a encurvadura dos elementos verticais, no plano da fachada e no plano perpendicular, sendo em geral suficiente a colocação de perfis ao nível dos pisos [8].

Os esforços provenientes das barras diagonais e horizontais são transmitidos aos perfis verticais, que os encaminham até às fundações. Se as ligações forem articuladas, tem-se uma estrutura treliçada, ficando os perfis sujeitos a esforços de tracção ou compressão. Por outro lado, se as ligações forem soldadas, surgirão também esforços de flexão nos perfis.

Dada a possibilidade de elaborar estruturas robustas e rígidas, capazes de fazer face às deformações, este tipo de estruturas é frequentemente utilizado quando ocorrem situações desfavoráveis, como por exemplo:

- Edifícios com fachadas muito degradadas, que não suportam grandes deformações;
- Fachadas de altura elevada;
- Obras com caves, nas quais os trabalhos de escavação provocam descompressões no solo onde está fundada a fachada.

Outra vantagem das estruturas porticadas reside na possibilidade de incorporar no seu interior contentores destinados ao estaleiro, sendo desta forma possível tirar partido do espaço, geralmente considerável, ocupado pela estrutura. Estes contentores contribuem ainda para a estabilidade da estrutura, uma vez que o seu peso próprio cria um momento estabilizante. Este efeito é igualmente conseguido à custa da colocação de blocos de cimento que, além de fornecerem estabilidade, protegem a estrutura contra eventuais acções acidentais [1].

Como desvantagem, surge o facto deste tipo de estruturas ser de complexidade estrutural bastante elevada, exigindo assim uma maior quantidade de material necessária à sua concepção e consequentemente maior mão-de-obra. Relativamente ao espaço requerido à sua ocupação, é em geral elevado, o que torna por vezes inexequível a sua utilização quer interior quer exterior. No entanto, quando colocadas na zona exterior da obra, estas estruturas permitem que a passagem pedonal na sua zona inferior seja possível, através da eliminação das barras diagonais que possam existir ao nível do rés-do-chão. Nesse caso, a zona desprovida de elementos de contraventamento pode ser reforçada recorrendo a pórticos mais rígidos, onde a restante estrutura irá assentar [8].

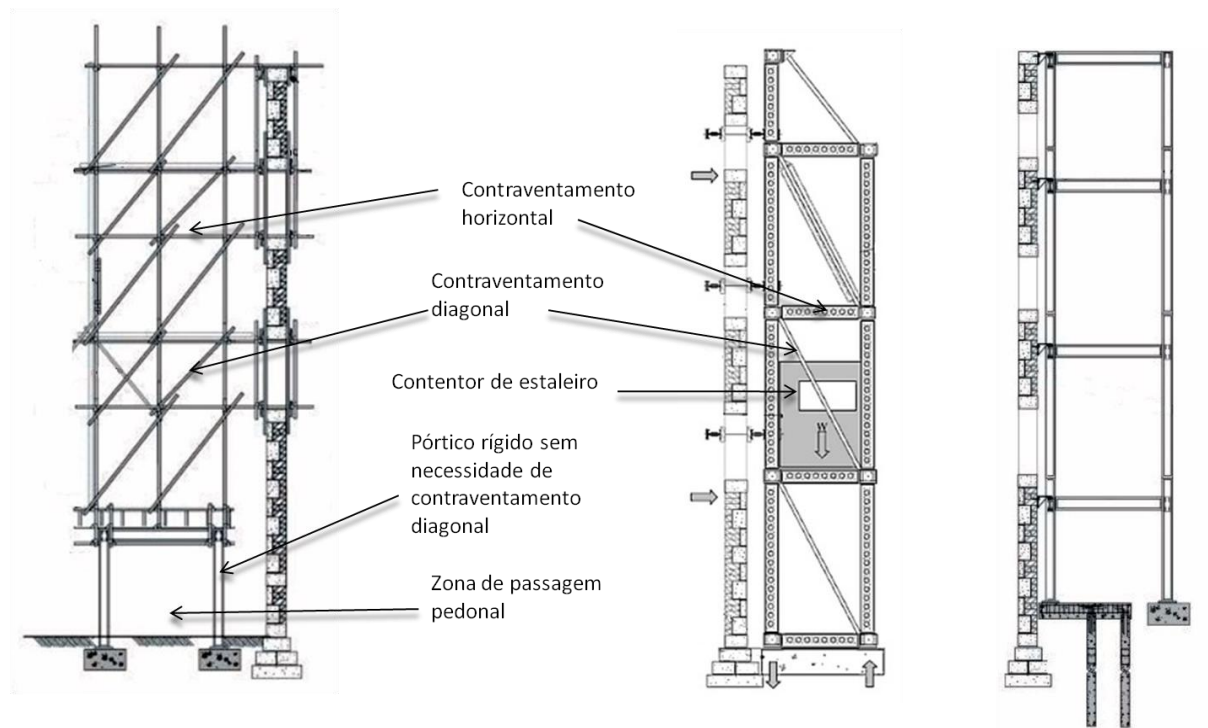


Figura 2.8 - Estruturas tipo em torres treliçadas e porticadas, adaptado de [1].

Existe, no entanto uma forma de conferir a estes sistemas uma localização mista, ou seja, colocar metade da estrutura no perímetro exterior da obra (Figura 2.9) e a restante parte no interior (Figura 2.10). Esta opção permite uma redução considerável de ocupação do espaço exterior necessário para colocar a estrutura. Além do mais, se estiverem previstas caves, as fundações dos perfis verticais interiores, poderão ser a continuação desses perfis, os quais terão posteriormente, a função de sustentar as cargas verticais provenientes dos muros de contenção. É no entanto de referir que a distribuição dos painéis de contenção primários e secundários ficará dependente do espaçamento dos pórticos da estrutura de contenção. A ligação entre os perfis verticais exteriores aos interiores é efectuada através de perfis horizontais que passam pelos vãos das janelas. Tendo em conta que entre os perfis verticais existe a parede de alvenaria, a qual constitui uma barreira física, a colocação de contraventamentos diagonais entre esses mesmos perfis verticais pode-se tornar inexequível.



Figura 2.9 - Estrutura porticada com localização mista (zona exterior) [10].



Figura 2.10 - Estrutura porticada com localização mista (zona interior) [10].

As Figuras 2.11 a 2.14 são referentes à obra ilustrada nas fotografias 2.8 e 2.9. Na Figura 2.11, é possível observar em corte uma zona do sistema de fundações da estrutura, verificando-se ser constituída tanto na zona exterior como interior pelo prolongamento dos perfis para baixo do solo. Os mesmos possuem na base um bolbo de argamassa de selagem. A ligação dos painéis aos perfis verticais interiores foi efectuada por intermédio de cachorros, uma vez que existia um certo espaçamento entre ambos (Figura 2.11 a 2.13). É ainda de salientar que houve uma zona no exterior da obra onde não foi possível efectuar a furação para introdução dos perfis de fundação, tendo-se optado por uma sapata (Figura 2.13). Na Figura 2.14 pode-se constatar a dependência geométrica dos painéis primários e secundários, em função do afastamento dos pórticos da estrutura de contenção.

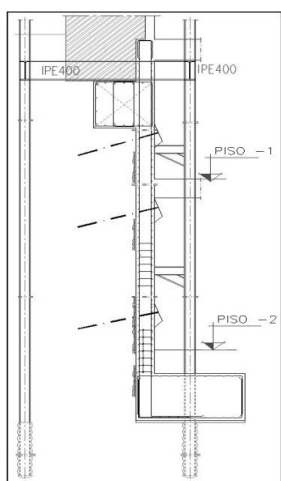


Figura 2.11 - Corte na zona abaixo do piso térreo onde se observam os perfis de fundação [10].

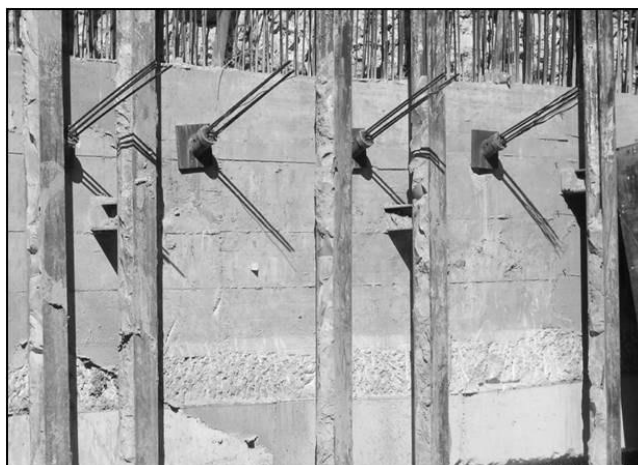


Figura 2.12 - Painéis ancorados e ligação aos perfis verticais através de cachorros [10].

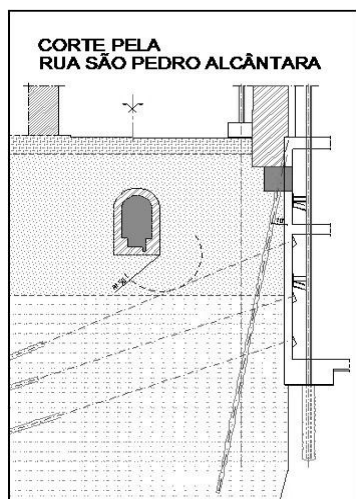


Figura 2.13 - Zona onde não foi possível efectuar a perfuração na zona exterior [10].

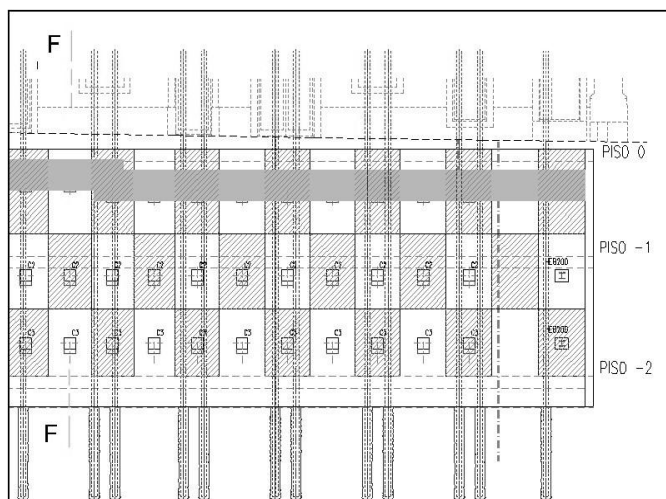


Figura 2.14 - Espaçamento dos perfis verticais e consequente condicionamento da geometria dos painéis [10].

2.3.3 Sistemas em Consola

Este pode ser considerado como o mais simples de todos os sistemas de contenção, sendo constituído por elementos verticais, encastrados na base e ligados horizontalmente por perfis. As cargas horizontais provenientes da fachada produzem nos perfis verticais esforços transversos e momentos flectores, de valor máximo na base.

A sua simplicidade estrutural torna-se numa desvantagem, por conduzir a diversas restrições à sua aplicação. De facto, estes sistemas estruturais são muito flexíveis, permitindo grandes deformações. Deste modo, apenas é conveniente a sua aplicação em fachadas com poucos pisos e em bom estado de conservação. Caso a estrutura seja em aço laminado, o comprimento dos perfis a utilizar não deve ultrapassar doze metros (comprimento comercial dos perfis), de modo a evitar emendas que conduzam a excentricidades [8].

A opção de colocar a estrutura interna ou externamente conduz sempre a uma reduzida ocupação de espaço, sendo comum a aplicação de perfis em ambos os lados da fachada, de modo a aumentar a rigidez da estrutura e diminuir as deformações. Nos edifícios com caves, quando colocados do lado interno, os perfis verticais podem ser colocados abaixo do piso térreo, e suportar também as cargas verticais dos muros de contenção (Figura 2.15) [8].

Os pormenores arquitectónicos salientes, muitas vezes presentes nestas fachadas, são vulgarmente apoiados por perfis em consola ligados à estrutura principal (Figura 2.16).



Figura 2.15 - Estrutura em consola [8].



Figura 2.16 - Pormenor arquitectónico seguro por estrutura em consola.

2.3.5 Sistemas de Suporte de Peso

Existem casos em que os sistemas de contenção têm de suportar o peso próprio da fachada ao mesmo tempo que evitam o seu derrubamento e garantem a sua estabilidade. Tal acontece quando por exemplo, algumas partes inferiores da fachada se encontram consideravelmente degradadas, necessitando de ser removidas e posteriormente reconstruídas. Os sistemas de suporte de peso consistem num conjunto de pórticos, capazes de suportar o peso próprio da alvenaria que neles se apoia e de transferir o carregamento para as fundações de forma eficiente [6, 7, 11].

São efectuadas aberturas na alvenaria por onde são introduzidas as vigas que irão receber o carregamento, estando o seu espaçamento dependente do tipo de alvenaria. Os pilares onde assentam as vigas devem ficar suficientemente espaçados de ambos os lados da fachada, de forma a proporcionar espaço suficiente para trabalhar. Antes de os trabalhos de demolição terem início, todos os vãos de janelas e portas têm de ser preenchidos com alvenaria de tijolo para evitar concentrações de tensões nestas zonas [6, 7, 11].

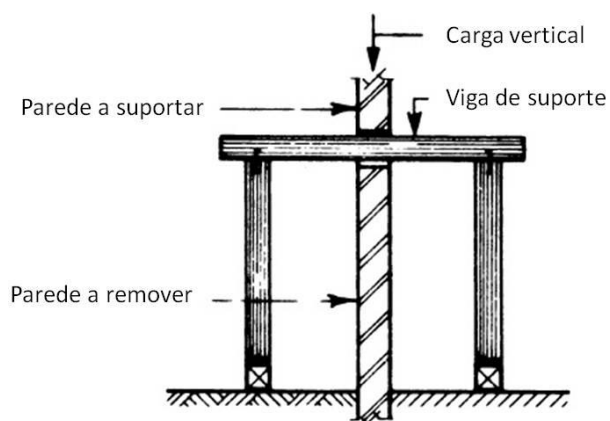


Figura 2.17 - Esquema tipo de uma estrutura de suporte de peso, adaptado de [6].

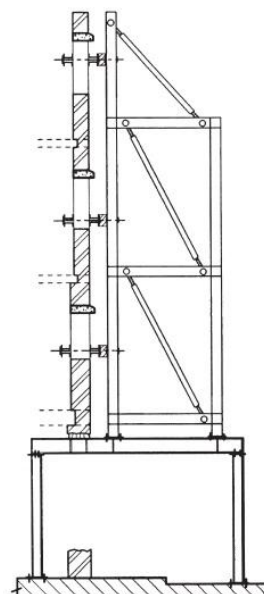


Figura 2.18 - Sistema de suporte de peso em conjunto com um sistema porticado, adaptado de [11].

2.3.4 Sistemas Aéreos de Escoramento Horizontal

Todo o tipo de estrutura de suporte que não interage directamente com o solo enquadra-se nesta categoria. Estão dependentes da disponibilidade de dois pontos de apoio aéreos (um para cada extremidade da estrutura), de resistência mecânica suficiente para suportar os esforços neles aplicados. Utilizados para absorver esforços de tracção ou compressão, são vulgarmente constituídos por barras horizontais com ou sem barras diagonais, dispostas conforme a geometria do problema. Por vezes, são compostos por estruturas treliçadas, principalmente quando os vãos a vencer são consideráveis [6, 7, 8].

Estes sistemas podem ser utilizados singularmente ou em conjunto com qualquer um dos outros sistemas já referidos. Na Figura 2.19, está representado esquematicamente um sistema de contenção aéreo interior, ligado em ambas as extremidades a torres treliçadas. Os esforços são transmitidos do sistema aéreo para o não aéreo e conduzidos até às fundações. Neste caso, tendo em conta que as cargas podem actuar na fachada em diferentes direcções, ambos os sistemas estruturais têm de resistir a esforços de tracção e compressão [1].

A sua utilização em singular é conveniente quando não existe espaço disponível no solo para a colocação de um sistema não aéreo, tendo a vantagem adicional de não ser necessária a construção de fundações temporárias. A sua colocação requer uma montagem coordenada com os trabalhos de demolição. São colocadas de cima para baixo, consoante se vão demolindo os pisos, substituindo

assim o seu apoio. A sua ocupação deve obstruir o mínimo possível os trabalhos no interior, principalmente as operações da grua. Na Figura 2.20 representa-se um sistema de contenção aéreo constituído por perfis horizontais, ligados obliquamente a perfis exteriores, paralelos às fachadas suportadas, sendo possível observar uma considerável ocupação interior.

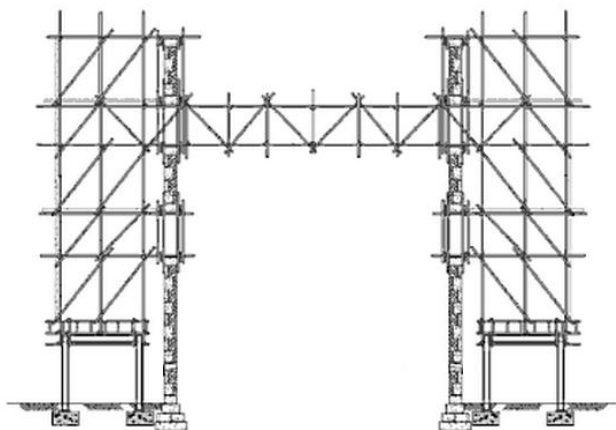


Figura 2.19 - Utilização conjugada de sistema de contenção aéreo com sistema não aéreo, adaptado de [1].



Figura 2.20 - Sistema aéreo interior composto por barras horizontais [12].

Um exemplo muito vulgar da sua utilização interior consiste no escoramento de canto de edifícios de gaveto. É uma forma oportuna de aproveitar a posição favorável em que se encontram as paredes uma em relação à outra, para colocação de um sistema de contenção simples e eficiente, como se mostra na Figura 2.21. Nas extremidades das fachadas, se existirem edifícios adjacentes, pode-se aplicar o mesmo princípio, ver Figura 2.22.



Figura 2.21 -Escoramento de canto.



Figura 2.22 - Ligação a edifício adjacente.

A aplicação de sistemas aéreos na zona exterior da fachada é igualmente exequível, mas está sempre dependente da proximidade de edifícios adjacentes que possam fornecer apoio.

Este sistema é também muito utilizado para escoramento de empenas confinadas por edifícios onde estejam previstos trabalhos de demolição. Neste caso, as empenas dos edifícios que deixaram de ter apoio por parte das paredes e pisos do edifício demolido, tendem a desabar devido a esforços de tracção, aos quais têm resistência reduzida. Assim, estes esforços podem ser contrariados, apoiando entre as duas empenas um sistema de contenção aéreo, que por compressão equilibra o carregamento e evita o colapso. Para que as reacções horizontais que surgem nos pontos de apoio não causem danos na alvenaria, devem-se instalar estas estruturas de modo a que descarreguem nas zonas mais resistentes do edifício, como por exemplo ao nível dos pisos (Figuras 2.23 e 2.24) [2].



Figura 2.23 - Escoramento de empenas recorrendo a estruturas aéreas articuladas.



Figura 2.24 - Escoramento de empenas recorrendo a barras horizontais [2].

2.4 Ligação da Estrutura à Fachada e Edifícios Adjacentes

2.4.1 Ligação Provisória

2.4.1.1 Estruturas não aéreas

A ligação provisória de uma estrutura não aérea à fachada é executada por intermédio de vigas horizontais, que a percorrem ou não ao longo de toda a sua extensão, do lado interior e exterior, fornecendo-lhe apoio de ambos os lados. As mesmas são ligadas entre si e ao sistema de contenção por intermédio de elementos perpendiculares à fachada; estes, por sua vez, são preferencialmente

introduzidos pelos vãos de portas e janelas, de modo evitar aberturas adicionais na fachada (Figura 2.25). A ligação pode ainda ser efectuada mecanicamente, por intermédio de caviilhas metálicas, fixas entre a alvenaria e as vigas de apoio lateral, tendo no entanto como consequência a destruição pontual da alvenaria (Figura 2.26).



Figura 2.25 - Ligação da estrutura à fachada efectuada por um vão de janela.



Figura 2.26 - Pormenor de ligação mecânica e através de vãos de janelas.

De forma a assegurar um eficiente mecanismo de transmissão de cargas da fachada para as vigas de apoio lateral, é necessário fornecer-lhes uma adequada superfície de contacto. Através da utilização de cunhas, tábuas e barrotes de madeira, é possível apertar a estrutura contra a fachada e eliminar quaisquer folgas que possam existir. Garante-se assim que, ao menor deslocamento por parte da fachada, a estrutura é imediatamente solicitada, impedindo deformação excessiva. Os materiais utilizados para efectuar esta ligação têm ainda a função de proteger a alvenaria do contacto directo com a estrutura metálica; é portanto comum a utilização de materiais resilientes, como por exemplo a madeira [2, 3].

A transmissão de cargas pode ser efectuada pontualmente, colocando por exemplo pequenos barrotes de madeira entre a estrutura e a alvenaria, com determinado espaçamento (Figura 2.27). Também é comum encostar as vigas de apoio lateral directamente à fachada e eliminar as folgas com cunhas de madeira, nas zonas de irregularidade mais acentuada. No entanto, além da fachada ficar desprotegida do contacto com a estrutura metálica, pode ser necessário destruir pontualmente a alvenaria, como é possível constatar na Figura 2.28.



Figura 2.27 - Transferência de cargas pontual.



Figura 2.28 - Vigas de apoio encostadas directamente à fachada.

2.4.1.1 Estruturas aéreas

Dado que estas estruturas apenas trabalham à compressão, caso no escoramento de empenas de edifícios se utilizem estruturas treliçadas tubulares em andaime, estas podem ser fixas comprimindo-as contra as paredes através de mecanismos de regulação roscados colocados nas suas extremidades. Deste modo, evita-se o recurso a dispositivos de fixação mecânicos que causam danos na alvenaria. É também importante assegurar uma boa transmissão de cargas entre os pontos de apoio e a alvenaria, recorrendo a materiais resilientes como a madeira (Figura 2.29).

O processo de ligação de uma estrutura aérea à fachada é em tudo semelhante ao acima descrito para as estruturas não aéreas, ou seja, a estrutura passa preferencialmente pelos vãos, sendo fixa por intermédio de vigas de travamento interiores e exteriores, ajustadas à alvenaria por meio de materiais resilientes (Figura 2.30).



Figura 2.29 - Pormenor de ligação de uma estrutura aérea à empena.

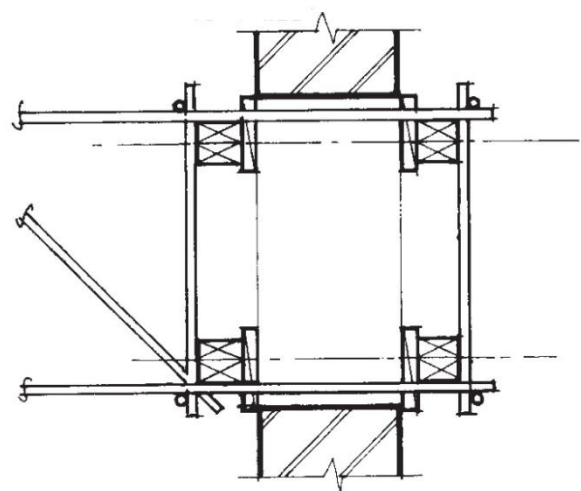


Figura 2.30 - Pormenor de ligação de uma estrutura aérea à fachada, adaptado de [3].

2.4.2 Ligação Definitiva

Existem métodos de ligação da estrutura metálica à fachada que têm a vantagem de aproveitar partes da estrutura de contenção, integrando-as na nova estrutura. Como tal, são métodos aplicáveis a sistemas de contenção interiores.

A ligação é efectuada através de conectores metálicos, fixos numa das extremidades à fachada e na outra às vigas horizontais da estrutura de contenção, ao nível dos pisos, as quais farão parte integrante da nova estrutura.

Antes de terem início os trabalhos de demolição, são efectuados furos na parede de alvenaria, onde posteriormente são introduzidas cavilhas metálicas no seu interior seladas com “grout” (os furos devem ter uma inclinação aproximadamente de 30 graus para o “grout” não escorrer). Estas permitem fixar o conector metálico à alvenaria, sendo a ligação à estrutura de contenção feita por intermédio de parafusos (Figuras 2.31 e 2.32) [2].

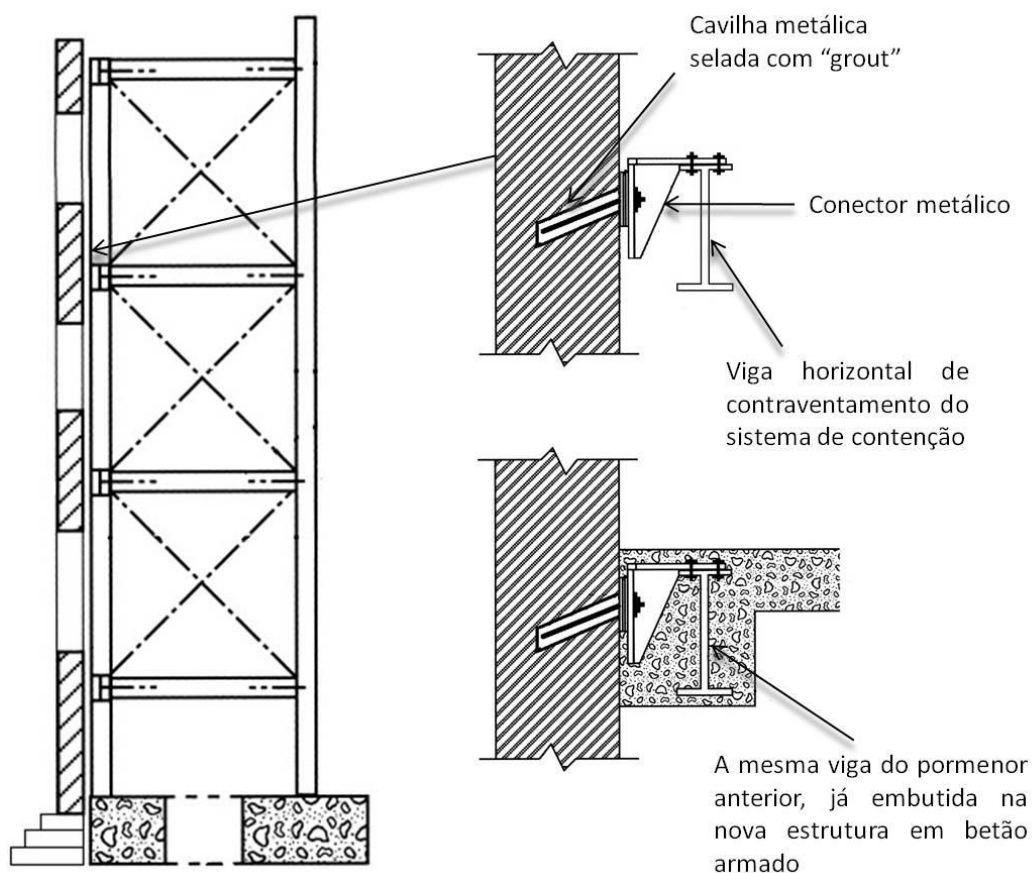


Figura 2.31 - Estrutura de contenção metálica e pormenores de ligação antes e depois da construção da nova estrutura em betão armado, adaptado de [2].



Figura 2.32 - Pormenor dos conectores metálicos e viga metálica do sistema de contenção [2].

Para que o método de ligação anteriormente abordado seja eficaz é necessário fornecer resistência mecânica à fachada de modo a que, perante a acção sísmica, não ocorra a rotura da alvenaria na zona das ligações. O processo de reforço consiste geralmente na projecção de argamassa sobre rede electrossoldada (Figura 2.33), a qual é fixa mecanicamente à alvenaria, por intermédio de pregagens [13]. Este procedimento pode também ser utilizado sempre que seja necessário fornecer resistência mecânica adicional à antiga estrutura.

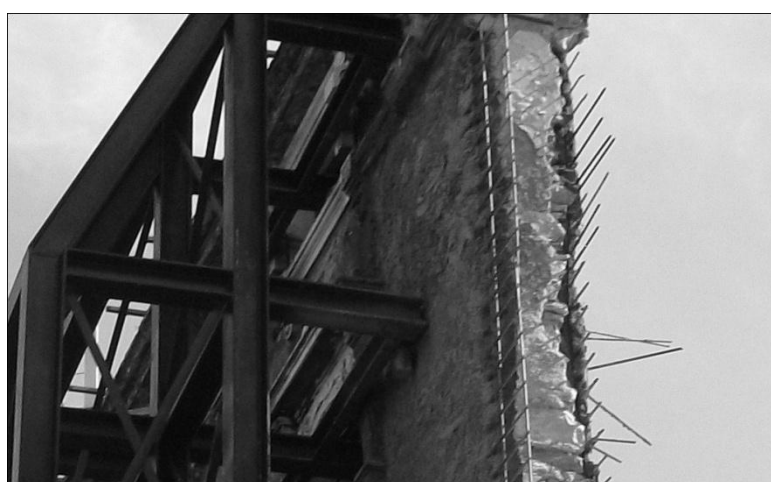


Figura 2.33 - Pormenor de uma antiga fachada reforçada com rede electrossoldada.

2.5 Zonas de Acesso ao Interior da Obra

O acesso ao interior da obra por parte de equipamentos mecânicos é muito frequente, pelo que é conveniente que se criem zonas com dimensões suficientes à sua passagem. Para que tal seja possível, surgirão descontinuidades na estrutura de contenção na zona em causa, as quais terão de ser reforçadas (Figuras 2.34 e 2.35).



Figura 2.34 - Zona da estrutura reforçada para permitir o acesso à obra (lado exterior).



Figura 2.35 - Zona da estrutura reforçada para permitir o acesso à obra (lado interior).

Capítulo 3

Tipos de Estruturas de Contenção

3.1 Sistemas Tubulares de Andaime

Os sistemas tubulares de andaime (Figuras 3.1 e 3.2) ficam geralmente a cargo de empresas especializadas neste tipo de elementos; sendo as mesmas responsáveis pela sua concepção, fornecimento, montagem, inspecção, manutenção, desmontagem e remoção [1, 14].

Estes sistemas têm a vantagem de ser flexíveis, ajustando-se facilmente a todo o tipo de geometria de fachada. Os pormenores arquitectónicos salientes, vulgarmente presentes na decoração deste tipo de edifícios, são igualmente retidos sem dificuldade (Figura 3.2) [2].



Figura 3.1 - Sistema de contenção de fachada tubular de andaime [2].



Figura 3.2 - Estrutura de andaime ajustada à geometria da fachada [2].

Estes sistemas requerem verificações periódicas, necessitando muitas das vezes de aperto, principalmente após estarem sujeitos a acções mais desfavoráveis. Deste modo, o projecto de uma

estrutura deste tipo pode prever plataformas destinadas aos trabalhadores, ao nível dos elementos horizontais e ao longo de todo o perímetro da fachada (Figura 3.3) [2].

Tipicamente, estes sistemas são constituídos por torres treliçadas, onde os elementos diagonais têm a importante função de impedir a distorção devida à grande flexibilidade dos elementos rectangulares (Figuras 3.3 e 3.5). A limitada capacidade de carga dos elementos tubulares, assim como das zonas de encaixe, obriga a uma repetição frequente do elemento estrutural adoptado. Este facto tem as desvantagens de tornar a estrutura mais pesada (especialmente em obras de grande dimensão) e de fazer aumentar bastante o número de nós de ligação (Figuras 3.3 e 3.5) [1, 4].

Tal como nos restantes sistemas de contenção, os sistemas tubulares de andaime podem ser erguidos sobre pórticos rígidos, de modo a permitir a passagem pedonal (Figura 3.5). É igualmente comum a utilização de blocos de cimento incorporados na estrutura. A força vertical descendente, resultante do peso próprio destes blocos, produz um momento estabilizante que tem como objectivo contrariar o momento instabilizante resultante das acções (Figura 3.3). Quando a intensidade das acções é significativa, além ou em vez da utilização de blocos de cimento, pode-se optar por associar estruturas aéreas de escoramento horizontal à restante estrutura não aérea (Figura 3.5).

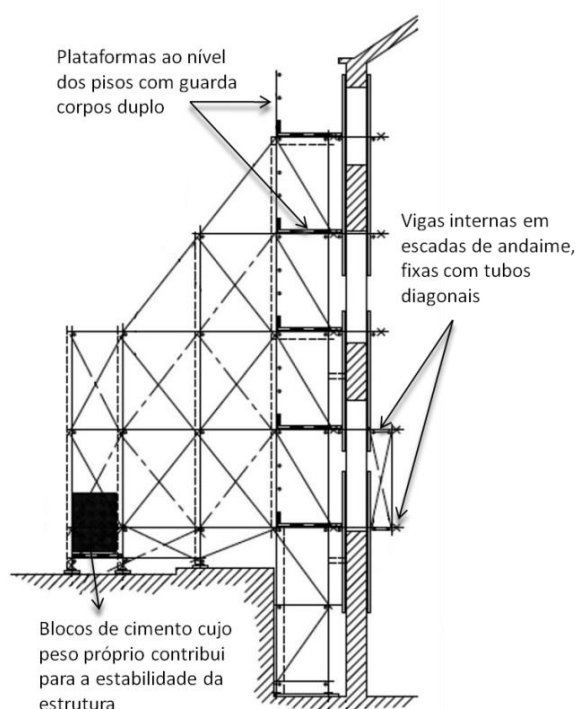


Figura 3.3 - Exemplo de projecto de um sistema tubular de andaime, adaptado de [2].

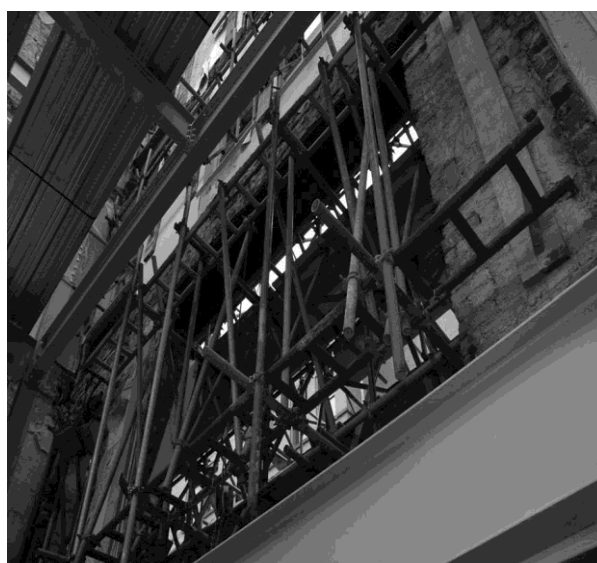


Figura 3.4 - Pormenor de ligação entre a estrutura e a fachada [2].

Os sistemas de escoramento horizontal em estrutura de andaime são quase sempre compostos por barras tubulares treliçadas com um arranjo global em forma paralelepípedica (Figuras 2.17 e 2.23).

Com o objectivo de evitar deformações que ponham em causa a integridade da estrutura a reter, estes sistemas devem ser concebidos com uma contra-flecha, de modo a reduzir os efeitos da fluência. Quando os vãos a vencer são consideráveis, uma das técnicas para evitar a sua excessiva deformação consiste na montagem de torres interiores que lhes servem de apoio a meio vão. Em contrapartida, a presença destas torres irá limitar a mobilidade dos trabalhos no interior, já anteriormente agravada pela presença das estruturas aéreas [1, 2].

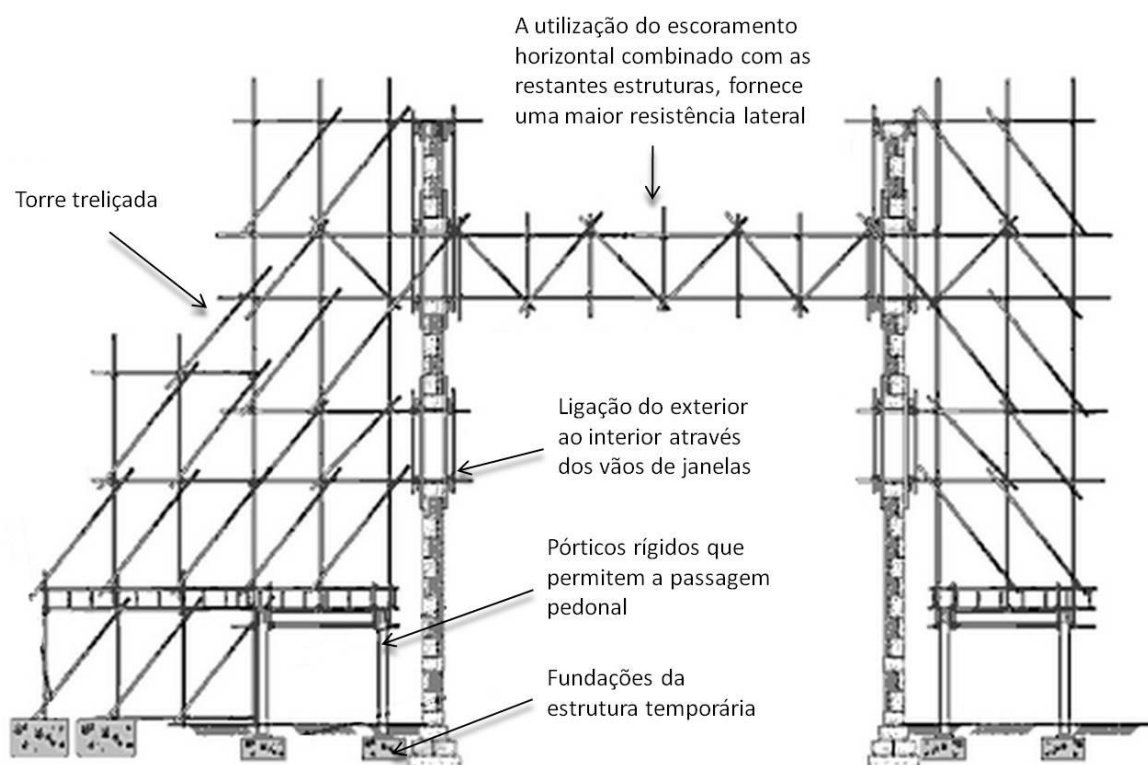


Figura 3.5 - Sistema tubular de andaime tipo, com utilização de uma estrutura aérea ligada a estruturas não aéreas, adaptado de [1].

A ligação à fachada, como já referido anteriormente, é efectuada na maioria dos casos pelos vãos, evitando deste modo a sua perfuração. As cunhas que efectuam a ligação entre a alvenaria e a estrutura são facilmente colocadas nas zonas mais favoráveis, graças à flexibilidade destes sistemas. As vigas de apoio lateral interiores podem ser constituídas por tubos de andaime, iguais aos da restante estrutura, ou por escadas de andaime. Estas têm a vantagem de fornecer uma maior rigidez ao suporte, segurando a fachada com maior firmeza (Figuras 3.3 e 3.4) [2].

Existe um mecanismo de ligação mecânica dos perfis tubulares verticais à estrutura de alvenaria, exclusivo deste tipo de sistemas. As peças utilizadas para esse fim possuem um olhal que é solidário com o tubo de andaime que o atravessa, permitindo movimentos verticais. Por outro lado, a outra extremidade é roscada, permitindo a sua fixação mecânica à alvenaria, restringindo assim os

movimentos horizontais. A desvantagem deste sistema é a inevitável destruição pontual da fachada na zona em questão (Figura 3.6) [2].



Figura 3.6 - Ligação mecânica da estrutura à alvenaria, que permite movimentos verticais mas restringe os horizontais [2].

As ligações adoptadas nestes sistemas são as típicas dos sistemas de andaime. A ligação dos elementos tubulares em altura e largura é efectuada através de encaixe macho-fêmea. A ligação entre elementos verticais, diagonais e horizontais é efectuada por intermédio de abraçadeiras aparafusadas (Figura 3.7).



Figura 3.7 - Ligação entre elementos verticais e horizontais através de abraçadeira aparafusada [15].

3.2 Sistemas Patenteados

Apesar de originarem soluções caras na maioria dos casos, estes sistemas têm a vantagem de ser muito flexíveis, permitindo cobrir todo o tipo de situações. O motivo desta versatilidade reside no facto dos seus elementos estruturais estarem disponíveis em vários tamanhos (Figuras 3.10 e 3.11), podendo ser facilmente ligados entre si e à envolvente por intermédio dos numerosos acessórios existentes (Figuras 3.13 e 3.14). Deste modo, é possível conceber estruturas de contenção de geometria variável, combinando os vários elementos disponíveis, a fim de se adaptarem à fachada em questão (Figuras 2.5, 3.8 e 3.9) [2, 16].

Outra vantagem associada a estas estruturas reside no facto de alguns fabricantes utilizarem macacos hidráulicos e suportes. Deste modo, se a fachada necessitar eventualmente de ser carregada, levantada ou mantida no lugar, pode ser-lhe aplicada pressão [2].

Nos sistemas da empresa RMD os elementos estruturais base constituintes são denominados por “Megashor” e “Superslim Soldier” (Figuras 3.10 e 3.11). Os primeiros, concebidos para suportar elevados carregamentos axiais, possuem ao longo de todo o seu comprimento, numerosos orifícios que permitem ligações aparafusadas. Por sua vez, os elementos “Superslim Soldier” são mais esbeltos e têm a particularidade de possuírem aberturas circulares ao longo da alma, que servem de encaixe a alguns acessórios de ligação. Ambos possuem chapas terminais na extremidade, as quais permitem aparafusá-los entre si e aos restantes acessórios. O formato das secções, em ambos os casos, assemelha-se a um “I” dividido ao meio, onde chapas criteriosamente espaçadas efectuem a ligação entre as duas metades, viabilizando uma abertura ao longo do eixo da peça, por onde podem passar acessórios de ligação (Figuras 3.10 e 3.11) [16].



Figura 3.8 - Exemplo de um sistema patenteado [16].

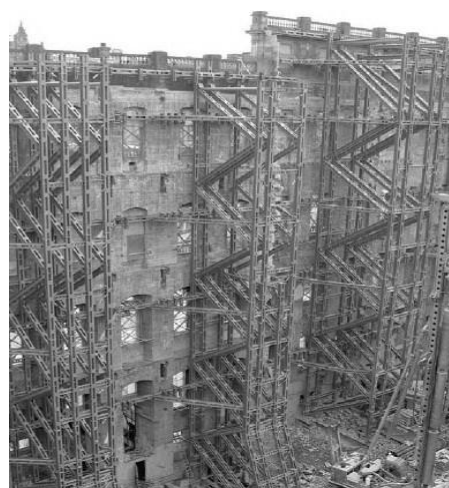


Figura 3.9 - Pormenor de parte da estrutura da figura anterior [16].

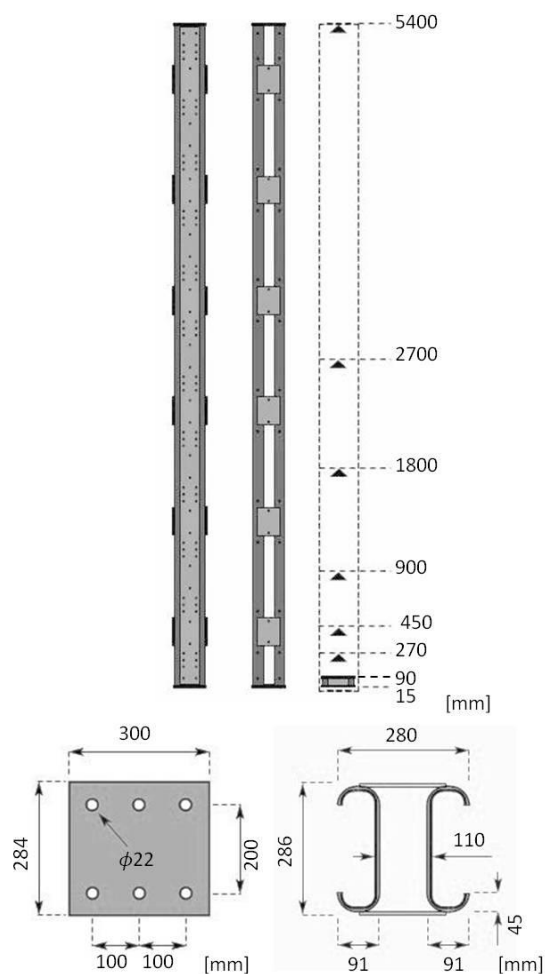


Figura 3.10 - Elemento “Megashor” e respectivos pormenores (chapas terminais e secção), adaptado de [16].

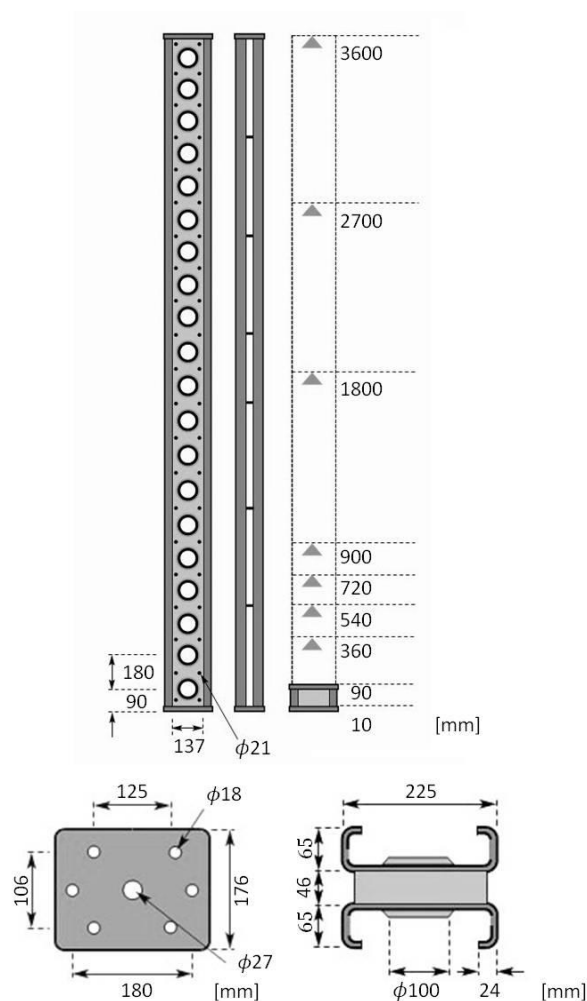


Figura 3.11 - Elemento “Superslim Soldier” e respectivos pormenores, (chapas terminais e secção), adaptado de [16].

Na Figura 3.12, é apresentado um sistema tipo de contenção porticado patenteado, onde é exemplificada uma possível combinação entre os vários elementos acima referidos. Neste caso, todos os pilares são constituídos por elementos “Megashor”, contraventados horizontalmente por “Superslim Soldier”. Os perfis diagonais são compostos por “Superslim Soldier” e por elementos denominados de “Flat Braces”. Como se pode constatar na Figura 3.12, também nestes sistemas é possível fornecer passagem pedonal no espaço compreendido entre os pilares da estrutura, abdicando das diagonais nesta zona e colocando pórticos mais rígidos. A ligação entre o interior e exterior exemplificada é efectuada através de varões de aço laminado a quente, geralmente de 15 a 20 mm de diâmetro. Os mesmos passam pelo interior das vigas longitudinais à fachada, sendo apertados nas extremidades por intermédio de peças roscadas. Este sistema foi denominado de “Rapid Bar Tie” pela empresa que lhe deu origem (Figura 3.13) [16].

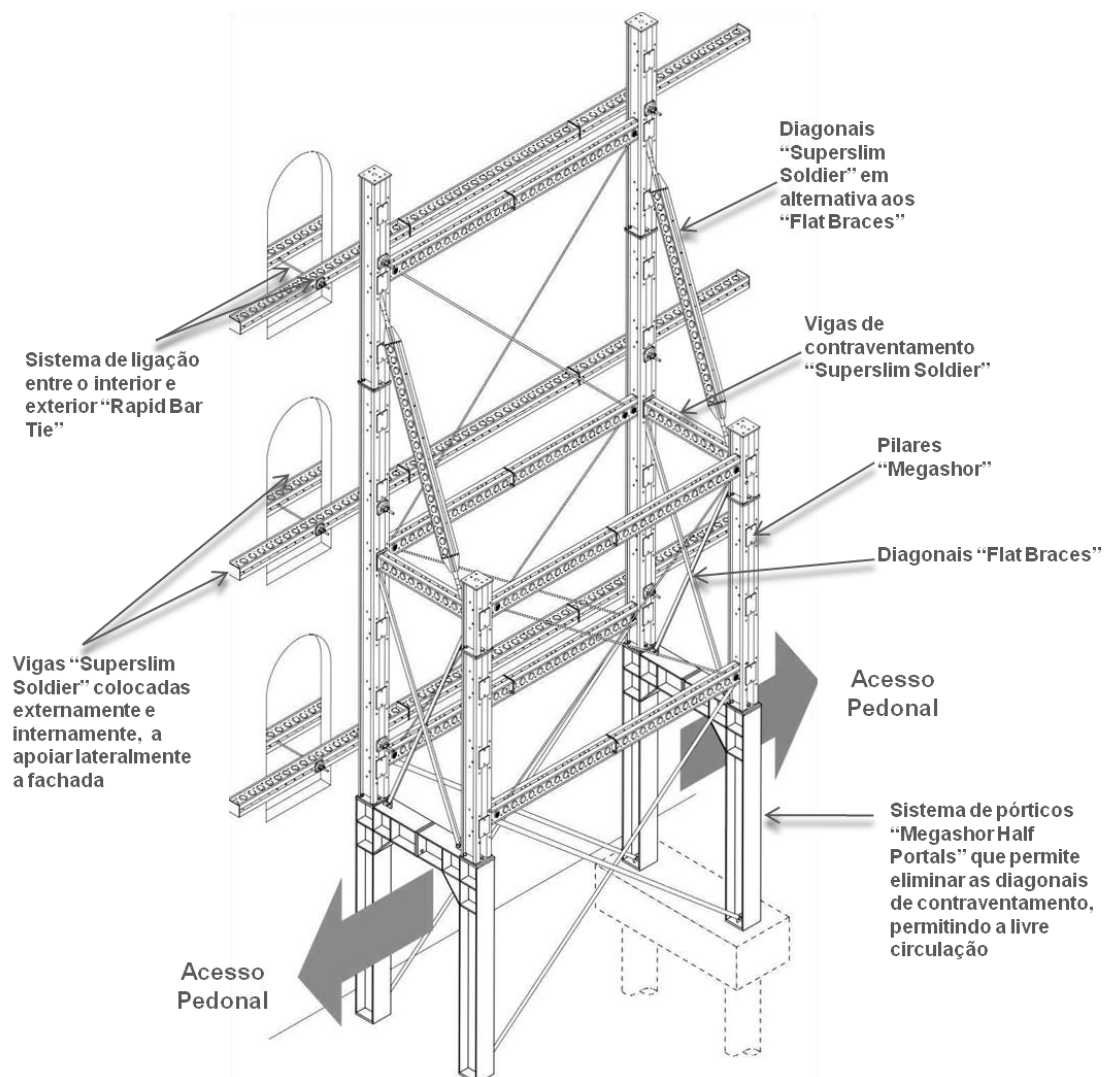


Figura 3.12 - Sistema patenteado tipo, adaptado de [16].

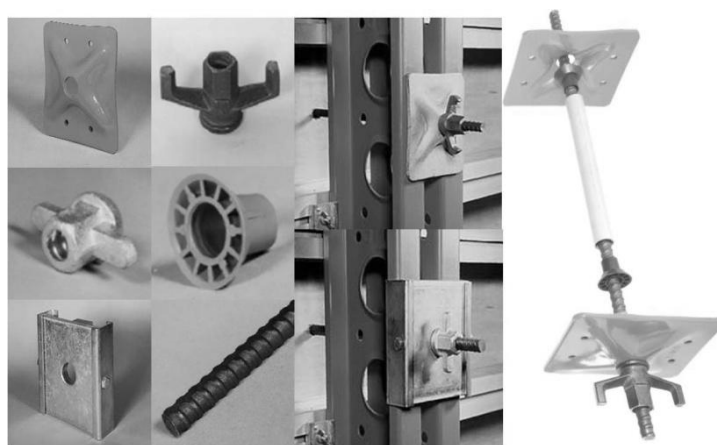


Figura 3.13 - Elementos de ligação "Rapid Bar Tie", adaptado de [16].

Tendo em conta o facto de estes sistemas serem reutilizados o maior numero de vezes possíveis, as ligações entre elementos são aparafusadas ou de encaixe, não havendo soldaduras. Está disponível uma vasta gama de acessórios, com o propósito de viabilizar a ligação entre os elementos estruturais, quaisquer que sejam as circunstâncias. Tal como ilustrado na Figura 3.14, existem peças para ligar vários elementos que convergem num nó, ou simplesmente efectuar ligações topo a topo. Existem ainda acessórios que ligam elementos diagonais, ajustáveis em comprimento por intermédio de roscas, assim como peças rotuladas que permitem variar o ângulo de inclinação dos perfis em função da geometria da fachada [16].

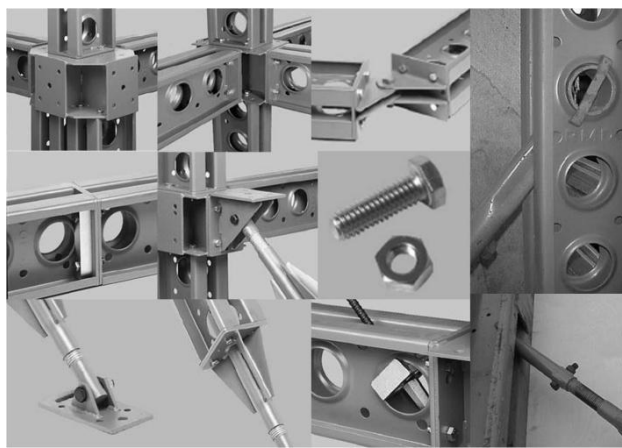


Figura 3.14 - Exemplo de alguns acessórios de ligação, adaptado de [16].

3.3 Sistemas em Aço Laminado

Neste tipo de sistemas, a estrutura de contenção é concebida por intermédio de perfis de aço laminado (Figuras 3.15 e 3.16). A escolha da geometria e área da secção dos perfis metálicos fica a cargo do projectista responsável pelo dimensionamento da estrutura. Nas Figuras 3.17, 3.18 e 3.19, são apresentados a título de exemplo partes do projecto de uma estrutura deste tipo.

O material necessário à concepção destes sistemas estruturais é normalmente adquirido pelo empreiteiro responsável, ao contrário dos sistemas proprietários e sistemas de andaime, que geralmente são alugados. No entanto, tal prática torna-se mais vantajosa em obras de longa duração, onde consequentemente o custo de aluguer toma maiores proporções. Deste modo, apesar do investimento inicial poder ser eventualmente elevado, o mesmo é recuperável a longo prazo. Além do mais, existe a vantagem de poder reutilizar ou reciclar o material utilizado quando terminada a obra.

Podem ainda ocorrer casos particulares, onde, por razões económicas ou de projecto, surge a necessidade de manter o sistema de contenção activo por um período de tempo indeterminado. São disso exemplo situações em que o construtor não tem capital disponível em determinada altura ou prefere aguardar melhores perspectivas económicas para realizar o investimento, assim como projectos que se atrasam devido a desentendimentos entre os seus intervenientes. Em qualquer dos casos acima, este tipo de estruturas torna-se claramente vantajoso face aos restantes [2].



Figura 3.15 - Estrutura de contenção em aço laminado.



Figura 3.16 - Estrutura de contenção em aço laminado.

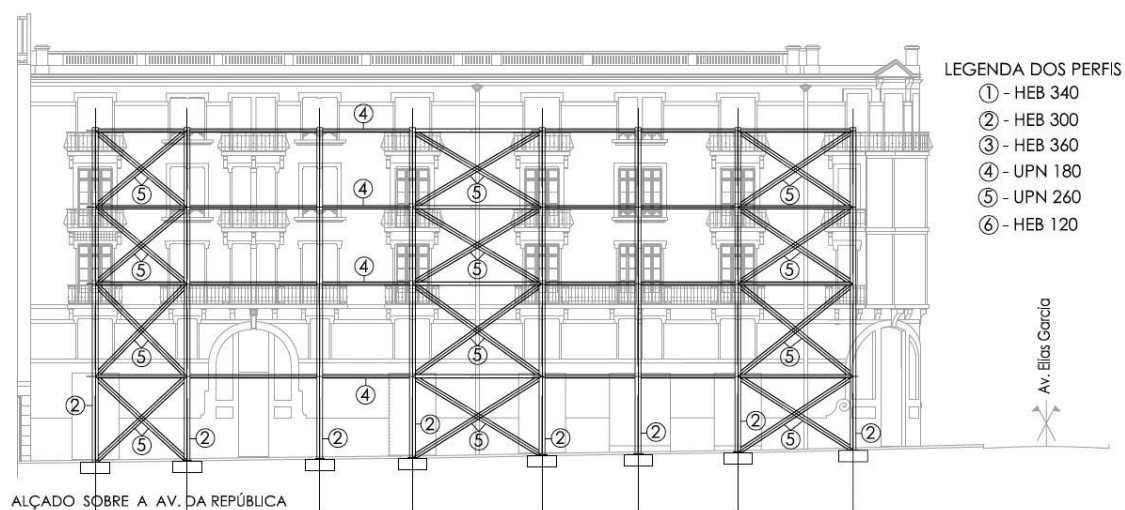


Figura 3.17 – Projecto da estrutura representada na Figura 3.15 [17].

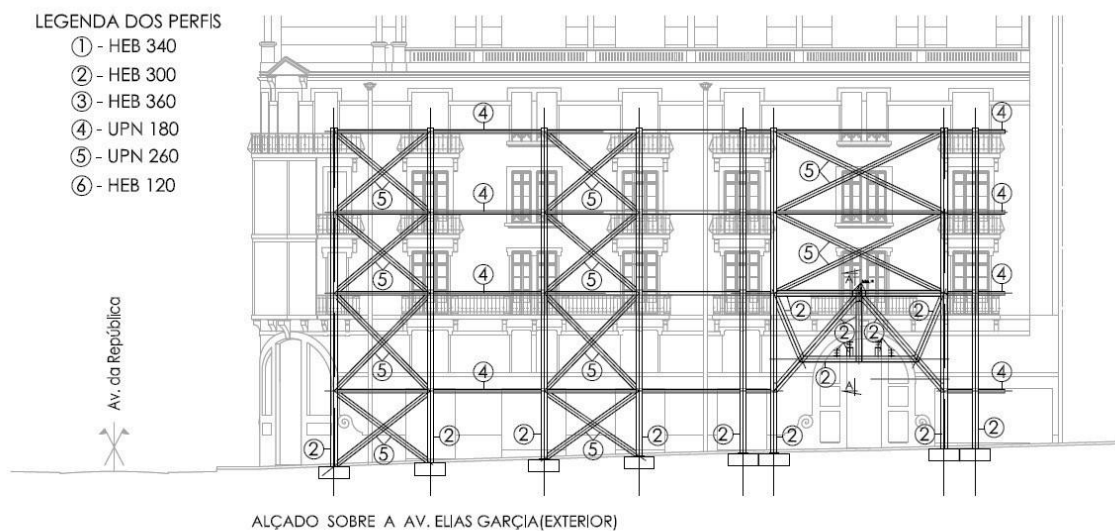


Figura 3.18 - Projecto da estrutura representada na Figura 3.16 [17].

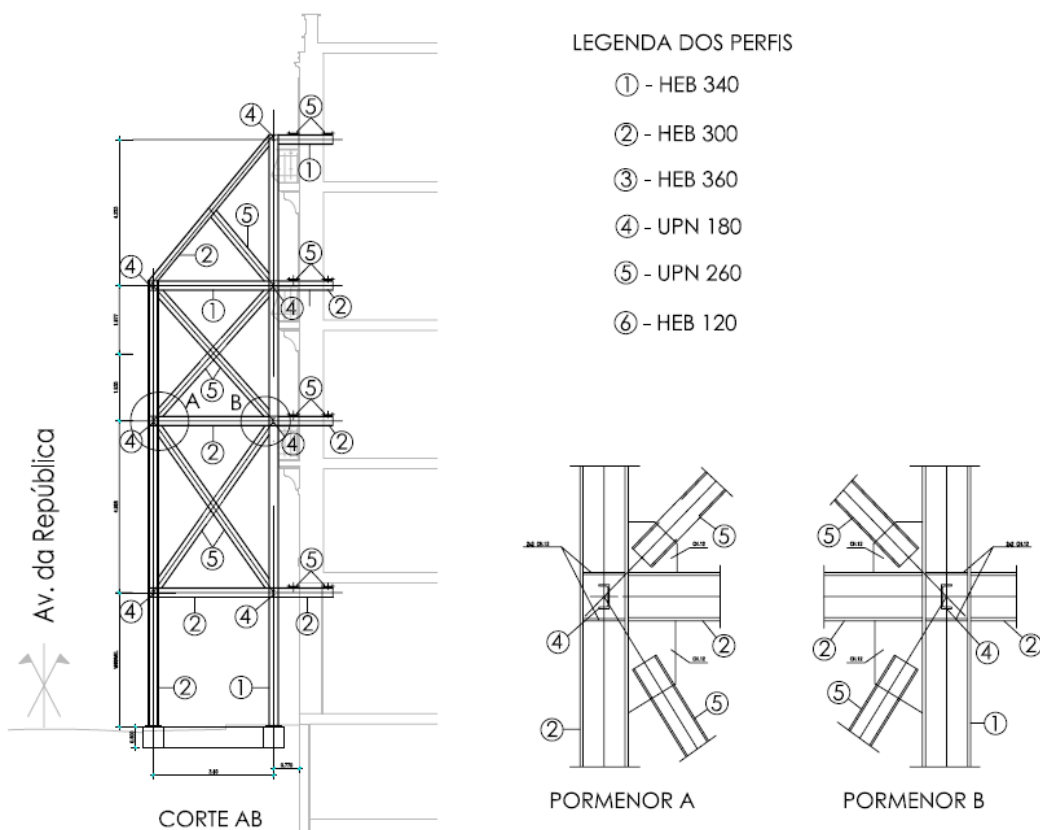


Figura 3.19 - Corte e pormenores do projecto da estrutura representada na Figura 3.16 [17].

As técnicas de ligação empregues são iguais às utilizadas na construção metálica corrente. Deste modo, pode-se optar por ligações soldadas ou aparafusadas, em função das circunstâncias. No caso de se pretender reutilizar a estrutura futuramente, será mais conveniente que as ligações sejam aparafusadas, de modo a manter a integridade da estrutura durante o processo de desmontagem.

As ligações entre perfis, quer sejam aparafusadas ou soldadas, podem ser realizadas directamente ou por intermédio de chapas. A ligação da estrutura à base ou a edifícios vizinhos efectua-se por intermédio de chapas fixas à custa de parafusos ou chumbadouros, onde posteriormente são soldados os perfis.



Figura 3.20 - Exemplo de ligações soldadas.



Figura 3.21 - Exemplo de ligações aparafusadas.

A verificação das soldaduras é geralmente efectuada através de raio-X ou ultra-sons. Através de um exame visual, é possível descobrir anomalias detectáveis à vista desarmada nos cordões de soldadura, que podem comprometer o comportamento da estrutura nas zonas em questão. As Figuras 3.22,e 3.23 ilustram casos onde se verifica a ausência do cordão de soldadura nas zonas assinaladas com um círculo. Estas e outras situações foram detectadas durante uma vistoria realizada pelo engenheiro de obra, que percorreu a totalidade dos nós de ligação com o auxílio do baileu (uma vez que não existiam plataformas de trabalho ao nível dos pisos).



Figura 3.22 - Cordão de soldadura incompleto numa soldadura de topo entre perfis UPN.



Figura 3.23 - Cordão de soldadura incompleto entre perfil UPN e chapa de ligação a perfis HEB.

Capítulo 4

Acções Actuantes e Dimensionamento

No presente capítulo, fazer-se-á referência às acções mais relevantes a que as estruturas de contenção estarão ou poderão estar sujeitas, durante o período de tempo em que se encontram activas. Serão igualmente abordados os aspectos de dimensionamento considerados mais relevantes. De acordo com a regulamentação em vigor, as acções podem ser classificadas de acordo com a sua variação no tempo como permanentes, variáveis e acidentais, sendo representadas através de valores característicos. No caso das acções variáveis e acidentais seguidamente abordadas, a intensidade desses valores é dada para um determinado período de retorno, o qual varia em função do período de vida útil da estrutura [18]. Tendo em conta que na presente dissertação as estruturas abordadas são de carácter temporário, o seu período de vida útil corresponde à duração da obra, sendo mais reduzido que o de uma estrutura corrente [18, 19]. Consequentemente, estas estruturas poderão ser dimensionadas para um período de retorno mais curto. No desenvolvimento deste capítulo, será detalhado de que forma este factor poderá reduzir os esforços no processo de dimensionamento, assim como fazer com que acções que à partida seriam condicionantes deixem de o ser, permitindo projectar estruturas mais económicas.

4.1 Carregamentos Verticais

Ao longo do segundo e terceiro capítulos, foram apresentadas situações onde as estruturas de contenção estão sujeitas a acções verticais para além do seu peso próprio, nomeadamente carregamentos permanentes e variáveis (sobrecargas). Tais acções podem ocorrer nas seguintes situações:

- A instalação de contentores de estaleiro no interior da estrutura de contenção (Figura 2.8), os quais poderão vir a servir de escritório ou local de armazenamento de materiais e ferramentas e que

carregam a estrutura adicionalmente com o seu peso próprio e com a sobrecarga associada à sua utilização prevista [1, 11];

- Alguns projectos de estruturas de contenção prevêem a instalação de plataformas ao longo dos vários pisos da estrutura (Figura 3.3), destinadas à circulação de trabalhadores para realização de inspecções periódicas à estrutura ou trabalhos na alvenaria, os quais, tal como na situação anterior, fornecem pesos permanentes e sobrecargas adicionais [2, 11];
- O facto de em determinadas circunstâncias ser necessário suportar o peso próprio da fachada, para além de se ter de garantir a estabilidade necessária face às acções horizontais (Figuras 2.11 e 2.12), o que leva a que se tenha de dimensionar a zona em questão para resistir ao peso próprio da alvenaria que compõe a fachada [6, 11].

A contabilização destes esforços durante o dimensionamento pode ser tida em conta através da estimativa dos pesos dos correspondentes materiais e sobrecargas, os quais estão estipulados na regulamentação em vigor. No processo de modelação, estes podem ser introduzidos no programa de cálculo automático sob a forma de cargas distribuídas ou pontuais nas zonas da estrutura solicitadas.

4.2 Carregamentos Horizontais

4.2.1 Acção do Vento

As acções do vento actuam directamente na superfície exterior da fachada sob a forma de pressões, podendo-se reflectir de igual forma no interior, visto tratar-se de uma construção aberta. Como resultado destas pressões, surgem forças perpendiculares à superfície da fachada, as quais terão de ser tidas em conta no processo de dimensionamento. A quantificação das acções do vento é efectuada a partir de valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica. Estes são valores característicos com uma probabilidade de excedência de 2%, o que corresponde a um período médio de retorno de 50 anos [18]. No presente caso, visto estarem a ser abordadas estruturas temporárias, a acção do vento pode eventualmente ser reduzida caso a estrutura de contenção seja utilizada durante um curto período. Por exemplo, se essa duração estiver compreendida entre 3 meses e 1 ano, o período de retorno a considerar passará a ser de 10 anos, o que corresponde a uma probabilidade de excedência de 10% [19]. Deste modo, o valor da velocidade média do vento poderá ser reduzido, multiplicando o valor de referência de velocidade do vento pelo seguinte coeficiente de probabilidade [20]:

$$C_{Prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad (4.1)$$

Onde:

K – Parâmetro de forma, função do coeficiente de variação da distribuição de valores extremos;

n – Expoente.

Na expressão anterior, os valores regulamentares recomendados para K e n são 0,2 e 0,5 respectivamente. O valor de p corresponde à probabilidade de excedência dos valores característicos [20].

Factores como a dimensão, forma e propriedades dinâmicas da fachada, afectam o modo de actuação do vento. A resposta da estrutura de contenção deverá ser calculada com base na pressão dinâmica de pico, na altura de referência e nos adequados coeficientes aerodinâmicos. Por sua vez, a pressão dinâmica de pico depende do regime local de ventos, da rugosidade do terreno, da orografia e da altura de referência [20].

Na determinação da acção do vento, devem ser quantificadas as pressões exercidas nas zonas interiores e exteriores. Para tal, deverão ser adoptados os coeficientes aerodinâmicos interiores e exteriores adequados à construção em causa. Enquanto o coeficiente de pressão exterior depende da dimensão da superfície carregada, o coeficiente de pressão interior está associado à dimensão e distribuição das aberturas envolvente do edifício. Na contenção de fachadas, a cobertura é removida, assim como, na maioria dos casos, as fachadas sem valor patrimonial. Quando em pelo menos duas das faces do edifício, onde se incluem fachadas e cobertura, a área das aberturas em cada face for 30% maior que a correspondente área total dessa face, as acções devem ser calculadas com base no coeficiente de pressão resultante para paredes isoladas [20]. Na regulamentação em vigor, estão estipulados os valores destes coeficientes a adoptar para paredes simples ou com pano de esquina, em função da altura, comprimento da fachada e índice de vazios. Este índice é, na maioria dos casos, unitário, na medida em que os vãos de portas e janelas são encerrados com tijolo. Caso a fachada em questão se encontre protegida a barlavento por paredes de igual ou superior altura, os coeficientes de pressão podem ser reduzidos consoante a distância compreendida entre ambas e o índice de cheios da fachada que confere protecção, pelo coeficiente de protecção para paredes e vedações. No entanto, este coeficiente não deve ser aplicado na zona compreendida entre as extremidades da parede e uma distância de valor igual à altura do edifício. Os esforços mais elevados devidos à pressão do vento ocorrem nas zonas de extremidade livre da parede, para uma direcção do vento de 45° [20]. A pressão

associada ao requisito de não colapso, o Eurocódigo 8 recomenda um período de retorno de 475 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos. No que diz respeito ao requisito de limitação de danos, o período de retorno recomendado é de 95 anos, ao qual corresponde uma probabilidade de excedência de 10% em 10 anos [21].

O grau de fiabilidade pretendido em ambos os requisitos para as diferentes obras de engenharia civil é estabelecido pelas autoridades nacionais, em função das consequências decorrentes do seu colapso. Para este efeito, as estruturas são classificadas em diferentes classes de importância, às quais corresponde um determinado valor do coeficiente de importância, γ_I . O dimensionamento da estrutura, de modo a que esta resista à acção sísmica, é expresso em função deste coeficiente e da acção sísmica de referência. Assim, o território nacional é dividido pelas autoridades nacionais em diferentes zonas sísmicas consoante a sismicidade do local. A mesma, é na generalidade descrita pelo valor máximo da aceleração de referência na base, a_{gR} , num terreno do tipo A [21]. Os valores da aceleração de referência atribuídos às diferentes zonas do território nacional correspondem ao período de retorno de referência do sismo, para o requisito de não ocorrência de colapso. Assim sendo, o coeficiente de importância, γ_I , que lhe está associado, toma um valor unitário. O valor de cálculo da aceleração à superfície, a_g , é dado por [21]:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (4.2)$$

No entanto, este valor deverá ser determinado para um período de retorno do sismo mais baixo ou elevado que o de referência, em função da importância da obra em causa. No presente caso, visto estarem a ser abordadas estruturas provisórias, poderá fazer sentido dimensioná-las para um período de retorno mais reduzido, tendo em conta que no curto período de tempo em que a estrutura se encontra activa, a probabilidade de ocorrência de um sismo de magnitude elevada é reduzida. A regulamentação em vigor prevê um período de vida útil de 10 anos para estruturas provisórias, não devendo no entanto, ser inseridas nesta categoria estruturas que podem ser desmontadas e reutilizadas. Assim, o período de retorno médio, T_R , pode ser recalculado pela seguinte expressão [21]:

$$T_R = - \frac{T_L}{\ln(1 - P_R)} \quad (4.3)$$

Onde:

T_L – Período de vida útil da estrutura;

P_R – Valor da probabilidade de excedência (10 anos).

Seguidamente, o valor do coeficiente de comportamento a multiplicar pela acção sísmica de referência, de modo a que se obtenha uma probabilidade de excedência em T_R anos igual à do período

de retorno de referência para o requisito de não ocorrência de colapso, é dada pela seguinte expressão [21]:

$$\gamma_I \sim \left(\frac{T_{LR}}{T_R} \right)^{-\frac{1}{k}} \quad (4.4)$$

Onde:

T_{RL} – Período de retorno de referência para o requisito de não ocorrência de colapso (475 anos).

O valor do coeficiente k depende da sismicidade da zona, sendo geralmente de ordem 3. Segundo o Eurocódigo 8, de acordo com os estudos de perigosidade sísmica efectuados em Portugal, os valores a adoptar para este coeficiente são de 1,5 e 2,5 respectivamente para as acções sísmicas do tipo I e tipo II em Portugal continental e 3,6 para o arquipélago dos Açores [21].

Para períodos de retorno inferiores ao de referência, o valor do coeficiente de importância obtido será inferior à unidade, reduzindo consequentemente a aceleração de projecto.

Aplicando as expressões anteriores a uma estrutura provisória com uma vida útil de 10 anos obtêm-se os seguintes valores:

$$T_R = -\frac{10}{\ln(1-0,1)} \approx 95 \text{ anos} \quad \gamma_I \sim \left(\frac{475}{95} \right)^{-\frac{1}{3}} \approx 0,58$$

4.3 Cargas de Impacto

Com o decorrer dos trabalhos no interior do perímetro da fachada, é constantemente necessário fornecer materiais/equipamentos necessários à concepção do novo edifício, assim como proceder à remoção de quaisquer outros objectos indesejáveis. Por vezes, a única forma de o conseguir é recorrer a equipamentos elevatórios (como por exemplo uma grua) e fazer passar os objectos por cima da fachada (Figura 4.2). Independentemente de todo o cuidado que se possa ter na delicada execução desta tarefa, mesmo sob condições climáticas favoráveis, existe sempre um risco associado [11]. É desta forma recomendado que, ao longo do desenrolar dos trabalhos, se procurem constantemente soluções alternativas, de modo a evitar sempre que possível estes procedimentos. Na Figura 4.3, encontra-se ilustrado a título de exemplo um caso de uma obra que envolvia trabalhos de escavação e onde o volume de terra a retirar era considerável. Uma vez que a partir de certa altura a remoção de terra só seria possível recorrendo a contentores, fazendo-os passar por cima da fachada (o que envolveria um certo risco), procedeu-se à instalação de um tapete rolante. Como é possível observar, a presença de uma fresta entre a fachada e o edifício adjacente evitou a necessidade de se ter de criar

uma abertura na alvenaria de valor patrimonial, de modo a viabilizar a saída da terra pela extremidade superior do tapete. Uma solução alternativa poderia ter sido localizar o tapete num vão de porta ou janela.



Figura 4.2 - Fornecimento de perfis metálicos por cima da fachada.

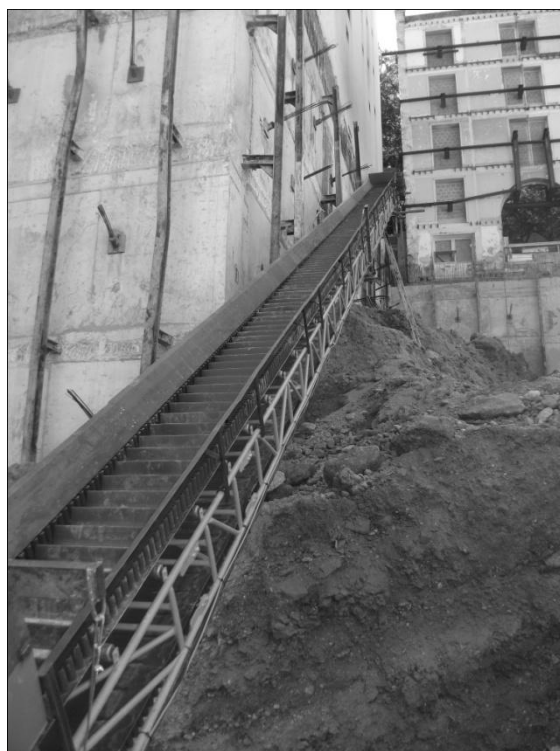


Figura 4.3 - Remoção de terra do interior da obra, por intermédio de um tapete rolante.

Não tendo sido encontrados na regulamentação em vigor valores de dimensionamento de cargas de impacto para fazer face a este tipo de situações, apenas se fará referência a valores recomendados. De acordo com o “Site Engineers Manual”, recomenda-se que as estruturas de contenção sejam projectadas de modo a suportar uma carga de impacto de 10 kN, qualquer que seja a sua direcção, devendo ainda ser acrescentado o efeito desfavorável do vento, actuando simultaneamente. É de realçar, que a eventual ocorrência de forças deste tipo poderá fazer oscilar a estrutura e causar deformações graves na fachada [11].

Outra ameaça que poderá surgir são possíveis impactos provenientes dos veículos, uma vez que, quando localizadas no exterior, estas estruturas frequentemente ocupam parte da via de circulação automóvel ou zonas adjacentes. Na ausência de qualquer tipo de barreira protectora ao nível térreo (Figura 3.1), é recomendado que a zona da estrutura até um metro acima do solo seja dimensionada para resistir a um impacto de 25 kN [11].

4.4 Critério de Deformação

No dimensionamento duma estrutura de contenção, um dos aspectos mais críticos é o controlo da deformação no topo da fachada, quando sujeita a diferentes condições de carregamento. O deslocamento horizontal registado no topo pode ser devido às seguintes causas:

- Assentamentos diferenciais das fundações da estrutura de contenção;
- Acções horizontais provenientes do vento e sismo;
- Fachadas desaprumadas;
- Cargas de impacto;
- Descompressão do solo devido a trabalhos de escavação (Figura 4.4).



Figura 4.4 - Deformação devida a descompressão do solo.

A situação da Figura anterior foi registada numa obra com caves, durante a escavação do segundo piso. A fenda que se formou entre o pavimento e a fachada é a prova de que ocorreram deformações motivadas pela descompressão do solo. No entanto, estas deformações não provocaram qualquer tipo de constrangimento, na medida em que os trabalhos de escavação foram efectuados do lado da segurança.

Os painéis do muro de contenção devem ser abertos pela devida ordem (primeiro os primários) devendo as ancoragens ser efectuadas com a maior brevidade possível, à medida que estes são betonados. Desta forma, evitam-se descompressões excessivas do solo, que podem causar deformações importantes na fachada.

De acordo com o regulamento de dimensionamento de estruturas metálicas (Eurocódigo 3), se não forem acordados com o dono de obra valores limite de deformação horizontal no topo, devem ser adoptados os seguintes valores para as combinações características [22]:

Tabela 4.1 - Valores limite recomendados para a deformação horizontal no topo de colunas.

Estrutura	Limites
Pórticos sem aparelhos de elevação	$h/150$
Outros edifícios de um só piso	$h/300$
Edifícios de vários pisos em cada piso	$h/300$
Edifícios de vários pisos na estrutura globalmente	$h_0/500$

Onde:

h - Altura da coluna ou do piso;

h_0 - Altura da estrutura.

A monitorização da deformação é efectuada em obra, através da colocação estratégica de alvos topográficos na fachada, os quais permitem efectuar medições regulares de modo a detectar eventuais anomalias. As Figuras 4.5 e 4.6 ilustram uma situação na qual o registo de deformações excessivas da fachada obrigou a improvisar uma solução em obra, de modo a evitar males menores. Foram colocadas, em ambas as zonas periféricas da fachada, perfis metálicos de escoramento inclinado, soldados na extremidade superior aos perfis da estrutura de contenção e na extremidade inferior aos perfis de suporte de cargas verticais do muro de contenção de terras.



Figura 4.5 - Sistema de escoramento inclinado improvisado, de modo a eliminar deformações.



Figura 4.6 - A mesma situação da figura anterior, na outra extremidade da fachada.

Capítulo 5

Estudo de Um Caso Prático

5.1 Características do Edifício

A obra de reabilitação urbana seguidamente apresentada, que servirá de exemplo prático nesta dissertação, é o edifício Nossa Senhora de Fátima, localizado em Lisboa na Avenida da República, N.º 46 (Figura 5.1).



Figura 5.1 – Localização do edifício em reabilitação [23].

O edifício em questão foi projectado no ano de 1906, pelo arquitecto Miguel Ventura Terra e cumpriu ao longo do Século XX as funções de edifício de habitação, encontrando-se na última década praticamente desabitado (Figura 5.3) [24].

Dado que o dono de obra pretendia dar uma ocupação do espaço diferente da inicial, todo o interior foi demolido, tendo apenas restado as duas fachadas históricas, de valor patrimonial. Este é um exemplo da já referida prática do fachadismo, onde a aceitação do compromisso entre a conservação e o progresso dá origem a um edifício com um espaço interior adaptado aos dias de hoje, enriquecido exteriormente pelas fachadas históricas. Algumas das vantagens, anteriormente mencionadas no capítulo 1, da contenção de fachadas em relação à reabilitação “low key”, podem ser aqui encontradas, como por exemplo a introdução de seis caves e um piso adicional.



Figura 5.2 - Fotografia do edifício no ano de 1910 [24].



Figura 5.3 - Edifício abandonado quase por completo.

A nível estrutural, as fachadas e as paredes interiores eram construídas em pedra e cal, sendo os pisos compostos por vigas de madeira onde assentavam tábuas de solho. Sendo um edifício de gaveto, é composto por duas fachadas exteriores: uma que dá para a Avenida da República (com área de 765m^2) e outra para a Avenida Elias Garcia (com área de 680m^2). É composto por quatro pisos, sendo a altura máxima das fachadas de 20m.

5.2 Estrutura de Contenção Adoptada

A estrutura de contenção adoptada para salvaguardar ambas as fachadas durante o processo de reabilitação localiza-se totalmente no exterior da obra, o que permitiu deixar todo o interior desocupado não criando assim constrangimentos aos trabalhos a realizar. Tanto do lado da Avenida da República como do lado da Avenida Elias Garcia, foi necessário proceder à ocupação dos passeios e montagem de passagens pedonais na zona de circulação automóvel, ao longo do perímetro da fachada.



Figura 5.4 - Vista geral da estrutura na zona exterior.



Figura 5.5 - Vista geral da estrutura na zona interior.

A estrutura é do tipo porticada, com contraventamentos diagonais, constituída por perfis de aço laminado S235 (Figuras 5.6 a 5.10). As ligações entre perfis são soldadas (Figura 5.12), existindo apenas ligações aparafusadas na zona de ligação dos perfis metálicos aos maciços de encabeçamento das microestacas. A ligação entre a estrutura e as vigas de travamento laterais foi efectuada através dos vãos de portas e janelas, tendo estes últimos sido encerrados com tijolo. A montagem da estrutura ficou a cargo do empreiteiro, sendo os perfis metálicos sua propriedade. Esta opção veio a revelar-se economicamente vantajosa para o dono da obra, tendo em conta que o período previsto para conclusão dos trabalhos foi alargado.



Figura 5.6 - Vista da global da estrutura do lado da Av. da Republica.



Figura 5.7 - Vista da global da estrutura do lado da Av. Elias Garcia.

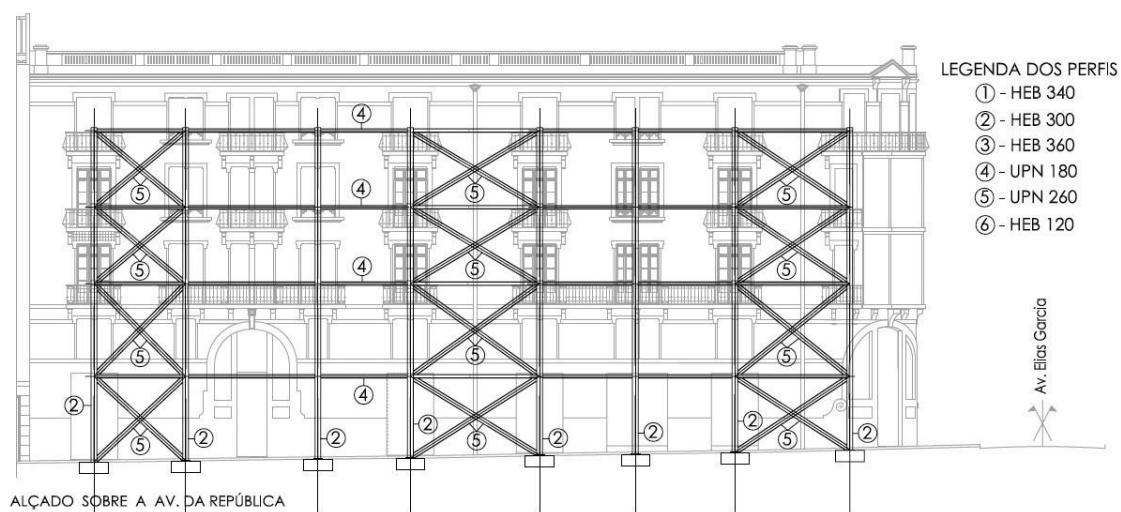


Figura 5.8 - Legenda dos perfis da figura 5.6 [17].

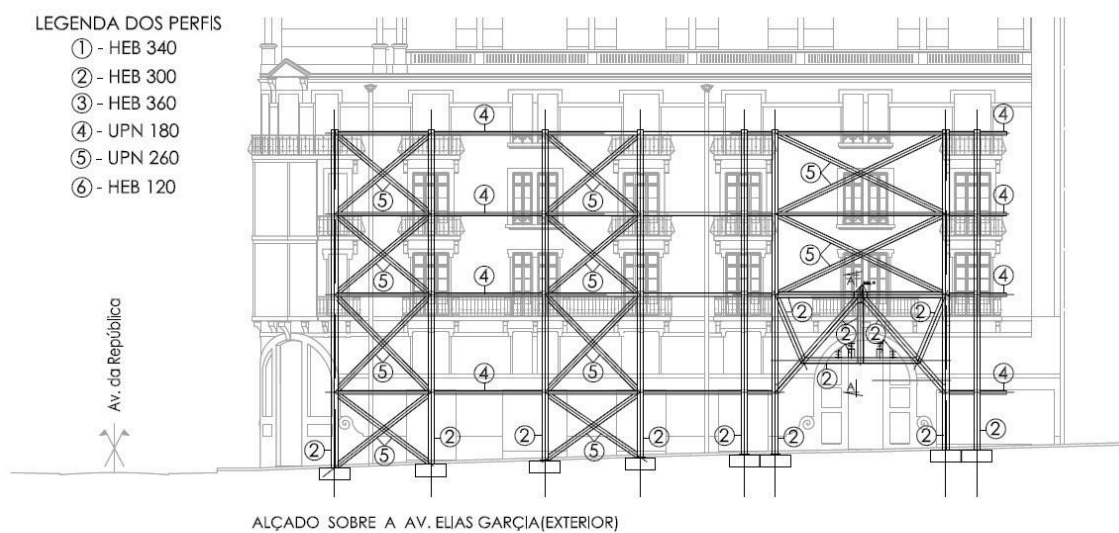


Figura 5.9 - Legenda de perfis da figura 5.7 [17].

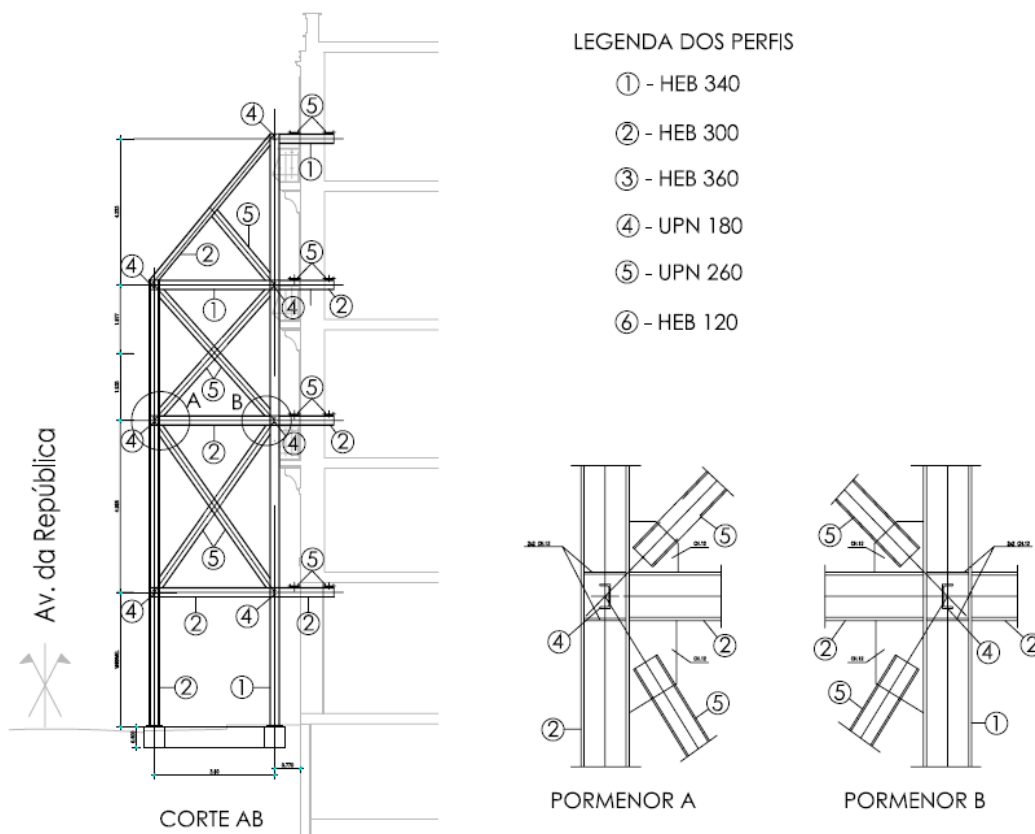


Figura 510 - Legenda de perfis de um corte da estrutura do lado da Av. da Republica [17].



Figura 5.11 - Ligação dos perfis HEB aos maciços de encabeçamento de micro-estacas.



Figura 5.12 - Pormenor de ligações soldadas.



Figura 5.13 - Pormenor de ligação por um vão de porta.

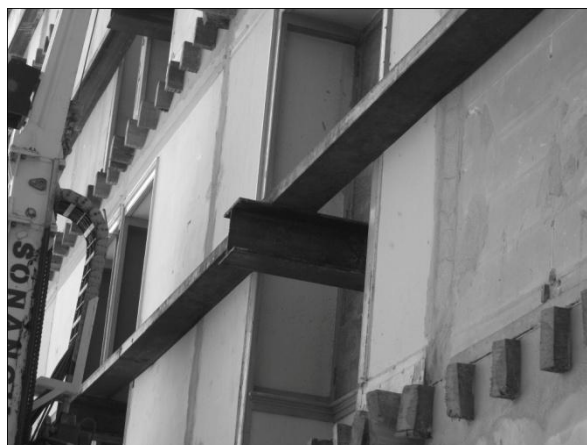


Figura 5.14 - Pormenor de ligação por um vão de janela.

5.3 Dimensionamento

5.3.1 Dimensionamento Original (Segundo o RSAEEP)

No processo de dimensionamento, o projectista efectuou um modelo da estrutura no programa de cálculo automático “sap2000”, com os elementos metálicos a adoptar e as respectivas características mecânicas (Figura 5.15).

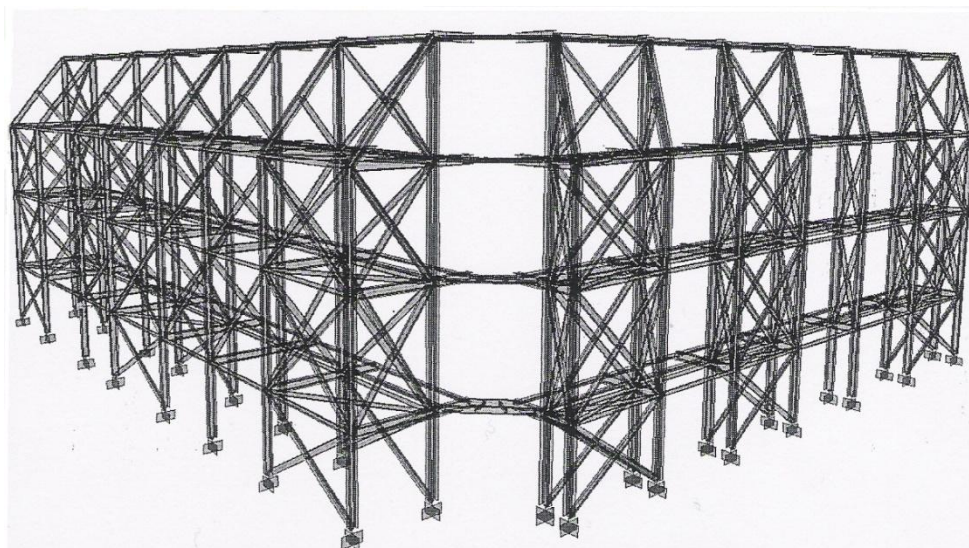


Figura 5.15 - Modelo global da estrutura de contenção [16].

Os carregamentos verticais considerados são apenas referentes ao peso próprio da estrutura (contabilizado automaticamente pelo programa de cálculo), admitindo-se que não existem plataformas de trabalho nem elementos de estaleiro incorporados na estrutura.

As acções horizontais consideradas foram o sismo e o vento, tendo sido quantificadas através do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes [25]. A acção do vento foi simulada por intermédio de um carregamento estático equivalente, aplicado no programa de cálculo ao nível das vigas de travamento lateral (UPN260). Considerou-se a estrutura localizada na zona A e uma rugosidade aerodinâmica do tipo I; sendo a altura máxima da fachada igual a 20m. Obteve-se para a pressão dinâmica do vento um valor característico de $0,70 \text{ kN/m}^2$. Relativamente aos coeficientes de forma, ao contrário do Eurocódigo 1 Parte 4, o RSAEEP, não contempla a existência de paredes isoladas e dos respectivos coeficientes de pressão resultante. Assim sendo, foram utilizados os coeficientes de pressão exterior para paredes (para as respectivas relações geométricas do edifício) com o vento a actuar na parte exterior das fachadas com direcções de 0 e 90 graus em relação às mesmas. Quanto ao coeficiente de pressão interior, o projecto original nada especifica. Do produto dos coeficientes de forma pelo valor característico da pressão dinâmica e pela altura de influência respectiva, determinaram-se as forças lineares por piso indicadas na Tabela 5.1 [17].

Tabela 5.1 - Forças lineares por piso, resultantes da acção do vento nas fachadas (RSAEEP).

Fachada	A	B
Força Piso 1 (kN/m)	2,1	1,8
Força Piso 2 (kN/m)	2,3	2,0
Força Piso 3 (kN/m)	2,2	1,9
Força Piso 4 (kN/m)	2,6	2,3

A estrutura foi ainda submetida a sismos regulamentares do Tipo 1 e do Tipo 2, visto que a obra se encontra em Lisboa. A zona sísmica em questão é pois a A, à qual corresponde um coeficiente de sismicidade de 1. O terreno considerado foi do tipo II ou seja, solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos. O coeficiente de amortecimento adoptado foi de 2%, valor típico para a construção metálica. Considerando esta estrutura como corrente, foi adoptado um coeficiente de comportamento para esforços de 2,5, correspondente a pórticos sem elementos de rigidez sujeitos a vibrações horizontais (valor estipulado no Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios) [26]. É de salientar que o RSAEEP, não prevê a redução do período de retorno do sismo no

caso das estruturas em causa serem temporárias. Assim sendo, a estrutura foi dimensionada para um sismo com um período de retorno de 975 anos.

Os esforços condicionantes foram obtidos para a acção sísmica, tendo sido verificada a segurança aos perfis verticais de acordo com o Eurocódigo 3.

5.3.2 Dimensionamento Segundo os Eurocódigos

Na estrutura de contenção considerada, procedeu-se, de acordo com os Eurocódigos, à quantificação das acções mais condicionantes e da intensidade das mesmas, dimensionando-se posteriormente a estrutura.

Modelou-se a estrutura metálica de contenção, assim como a fachada, recorrendo ao programa de cálculo automático Sap2000. Os perfis metálicos foram modelados com elementos do tipo “frame”, enquanto a fachada foi incorporada através de uma malha de elementos finitos do tipo “shell”. Quanto às condições de apoio na base, encastraram-se os elementos frame, tal como na modelação original. Por sua vez, nos elementos “shell” (Figura 5.16) colocaram-se apoios simples, de modo a não ocorrerem valores de tensões excessivos na base da fachada, permitindo assim a transferência dos esforços para a estrutura metálica.

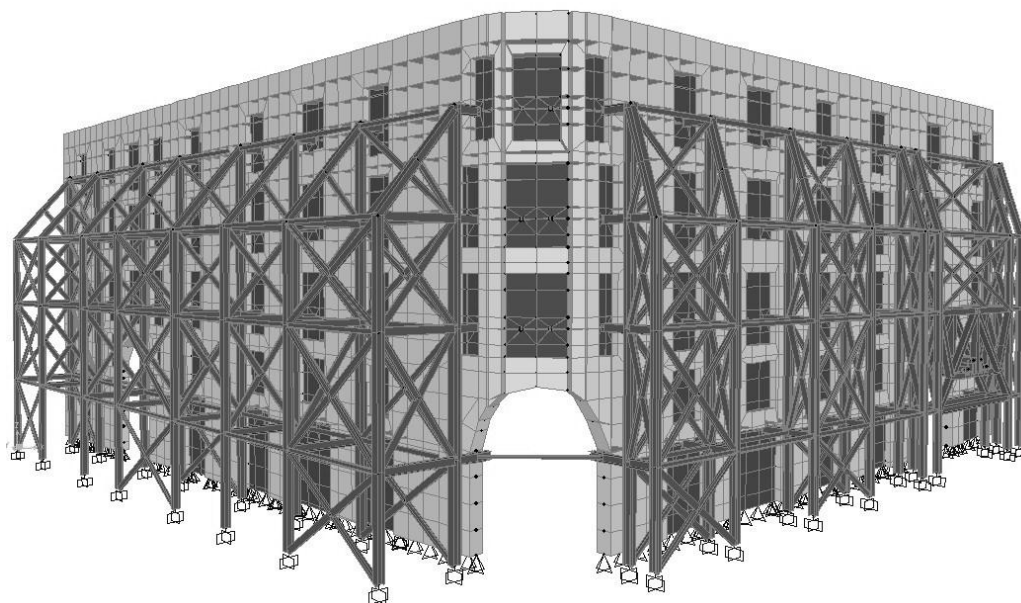


Figura 5.16 - Modelo global da estrutura de contenção e das fachadas.

Sendo o tempo de duração da obra superior a um ano, não se efectuou qualquer redução na acção do vento por recurso ao coeficiente de probabilidade. Considerando uma velocidade base de 27m/s, referente à zona A, seguiram-se os passos do Eurocódigo 1 Parte 4, de modo a determinar a pressão dinâmica de pico. Obteve-se um valor de $0,75\text{kN/m}^2$, muito semelhante aos $0,70\text{kN/m}^2$ obtidos pelo RSAEEP para o valor característico da pressão dinâmica. Visto apenas terem restado, da totalidade do edifício original, as duas fachadas exteriores, os coeficientes aerodinâmicos adoptados foram os de pressão resultante para paredes isoladas com pano de esquina. A redução do valor dos coeficientes de pressão resultante através do coeficiente de protecção não foi efectuada, na medida em que o comprimento das fachadas é aproximadamente duas vezes a altura do edifício. Como já foi referido, este coeficiente não deve ser aplicado na zona compreendida entre as extremidades da parede e uma distância de valor igual à altura do edifício. Como a quase totalidade de vãos de portas e janelas foram encerrados com alvenaria de tijolo, considerou-se um índice de cheios unitário. As fachadas foram divididas nas respectivas zonas de diferentes pressões, em função da sua altura e comprimento. Obtiveram-se as respectivas forças lineares por piso, as quais foram aplicadas, na estrutura, tanto na zona exterior como na zona interior, visto tratar-se de uma construção aberta. Os valores obtidos foram os seguintes:

Tabela 5.2 - Forças lineares por piso, resultantes da acção do vento nas fachadas (EC1-4).

Parede	A			B	
Zona	A	B	C	A	B
Força Piso 1 (kN/m)	9,5	8,2	6,4	9,5	8,2
Força Piso 2 (kN/m)	7,0	6,0	4,6	7,0	6,0
Força Piso 3 (kN/m)	6,3	5,4	4,2	6,3	5,4
Força Piso 4 (kN/m)	8,5	7,3	5,7	8,5	7,3

Como se pode constatar, estes valores são consideravelmente maiores do que os obtidos para os coeficientes de pressão para paredes de edifícios (ver Tabela 5.1).

No dimensionamento à acção sísmica, efectuou-se uma análise modal por espectro de resposta, através do modelo de cálculo elástico linear anteriormente descrito e do espectro de cálculo do Eurocódigo 8. O valor máximo de referência da aceleração máxima à superfície adoptado para os sismos Tipo I e Tipo II foi o referente a Lisboa. De modo a determinar o valor de cálculo da aceleração à superfície, calculou-se o coeficiente de importância para um período de retorno de 95 anos, correspondente ao período de vida útil de 10 anos para estruturas temporárias. Na definição do espectro de cálculo, foi considerado um terreno do tipo B e um coeficiente de comportamento para a

estrutura metálica de 2,5, tal como na modelação original, mas ao mesmo tempo em concordância com o Eurocódigo 8.

5.3.2.1 Esforços nas Barras

De modo a compreender como funciona a estrutura de contenção em questão face às acções a que foi solicitada e para demonstrar o que já foi referido no Capítulo 2 para estruturas porticadas, será seguidamente apresentado o aspecto dos diagramas de esforços obtidos para a combinação fundamental, com o vento a actuar na zona exterior.

Como se pode observar na Figura 5.17, os maiores esforços de compressão surgem nos perfis verticais e contraventamentos diagonais na direcção perpendicular à fachada, sendo a sua intensidade mais elevada nas zonas de extremidade. Como esses esforços são resultantes da pressão do vento a actuar na zona exterior, os perfis metálicos verticais mais juntos à fachada encontram-se comprimidos, enquanto os mais afastados estão traccionados.

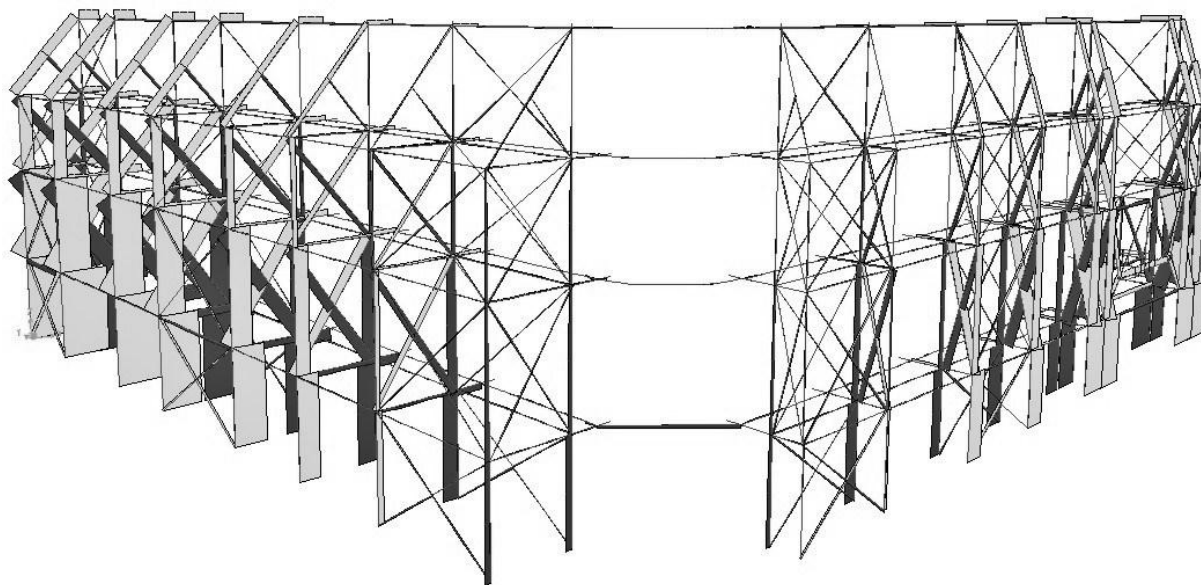


Figura 5.17 - Diagramas de esforço normal.

Os maiores esforços transversos e momentos flectores ocorrem nos perfis horizontais de contraventamento na direcção perpendicular à fachada e nos troços dos perfis verticais entre a base e o primeiro piso (Figuras 5.18 a 5.21). Mais uma vez, os perfis sujeitos a esforços de maior intensidade são os localizados nas extremidades. Dado que as ligações são soldadas, os perfis diagonais de

contraventamento possuem momentos flectores, embora de pequena intensidade. As vigas longitudinais estão principalmente sujeitas a esforços transversos e momentos flectores, enquanto os perfis de contraventamento paralelos à fachada estão sobretudo sujeitos à compressão/tracção.

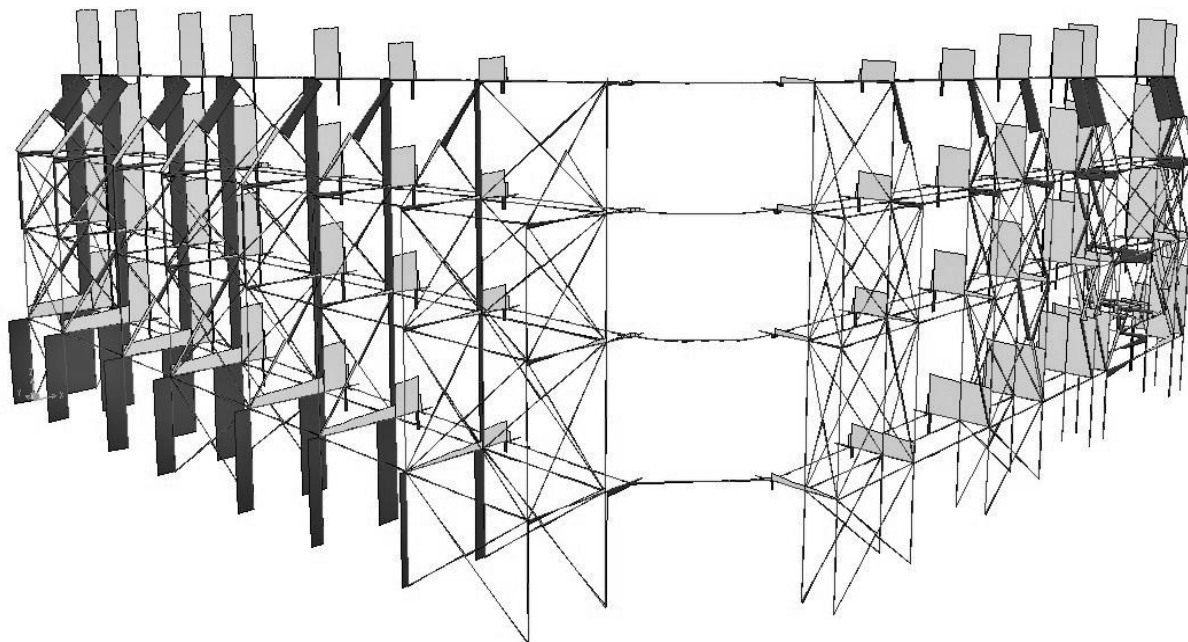
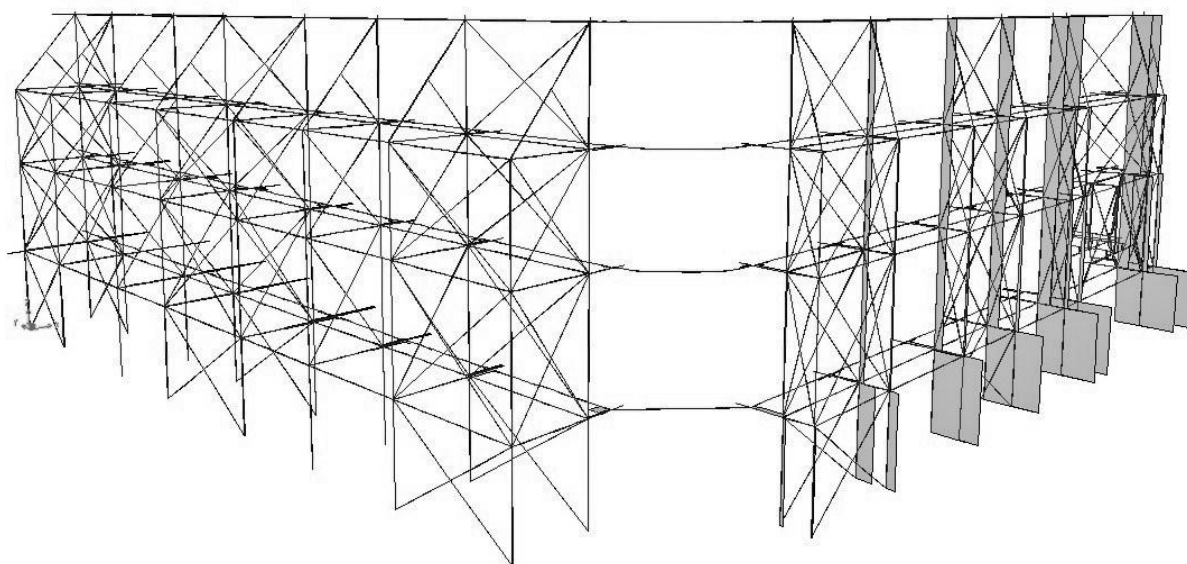


Figura 5.18 - Diagramas de esforço transverso na direcção x.



Figuras 5.18 e 5.19 – Diagramas de esforço transverso na direcção y.

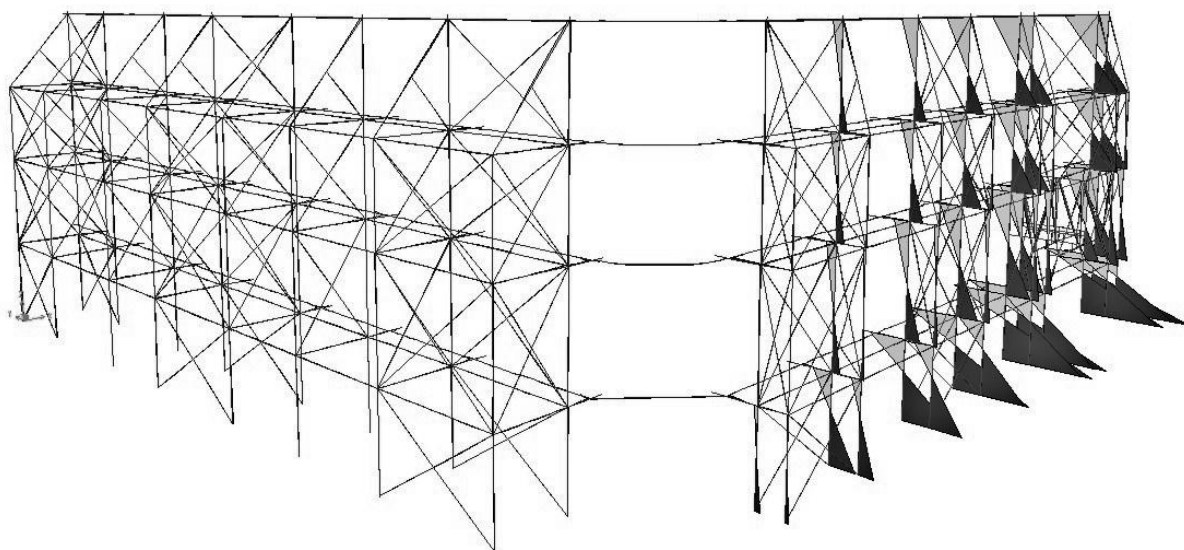


Figura 5.20 – Diagramas de momento flector na direcção y.

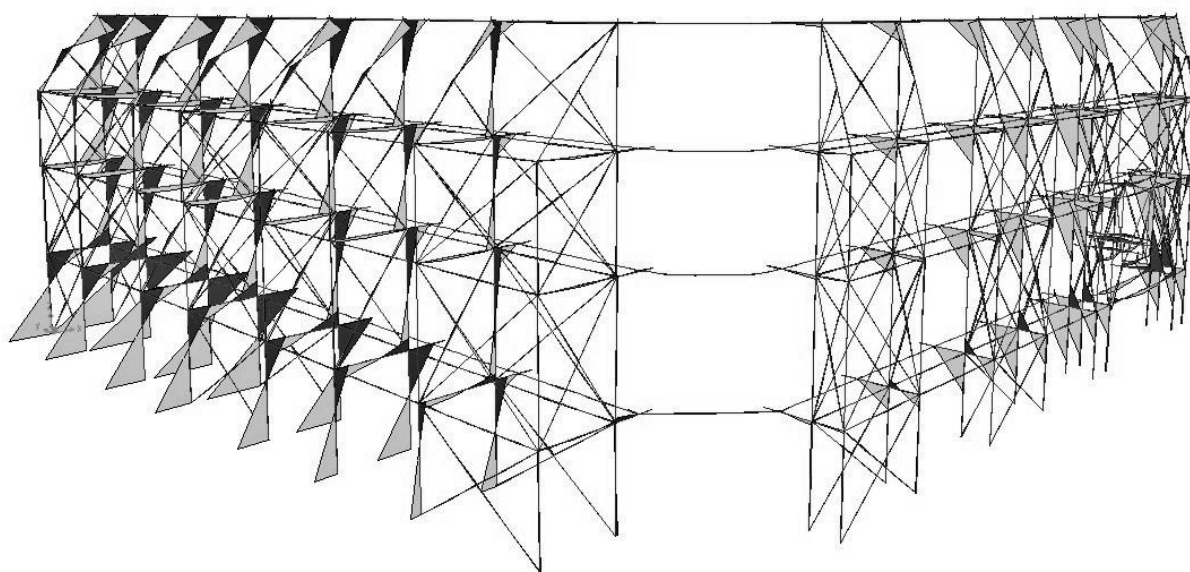


Figura 5.21 - Diagramas de momento flector na direcção x.

Para a combinação fundamental com o vento a actuar na superfície interior da fachada, o aspecto dos diagramas é semelhante ao anterior, diferindo no sinal dos esforços, que é contrário, e na intensidade. Quanto aos diagramas relativos à acção sísmica, cada barra apresenta dois diagramas de sinais contrários, devido ao carácter cíclico do sismo. O andamento dos diagramas é semelhante aos anteriores.

5.3.2.2 Intensidade dos Esforços/Esforços Condicionantes

Os três gráficos que se seguem, são respectivamente referentes aos esforços normais, transversos e de flexão, condicionantes para a acção do vento e acção sísmica, assim como aos esforços resistentes para o perfil em questão. Os três primeiros perfis presentes nos gráficos, HEB 300, HEB 340 e HEB 360, correspondem aos perfis verticais, seguindo-se os UPN 260 correspondentes aos perfis diagonais de contraventamento e os UPN 180 de contraventamento horizontal na direcção paralela à fachada. Seguidamente surgem os HEB 300 e HEB 340, de contraventamento horizontal na direcção perpendicular à fachada. Por último, e apenas no segundo e terceiro gráfico, uma vez que os esforços normais correspondentes são desprezáveis, os UPN 260 das vigas de travamento.

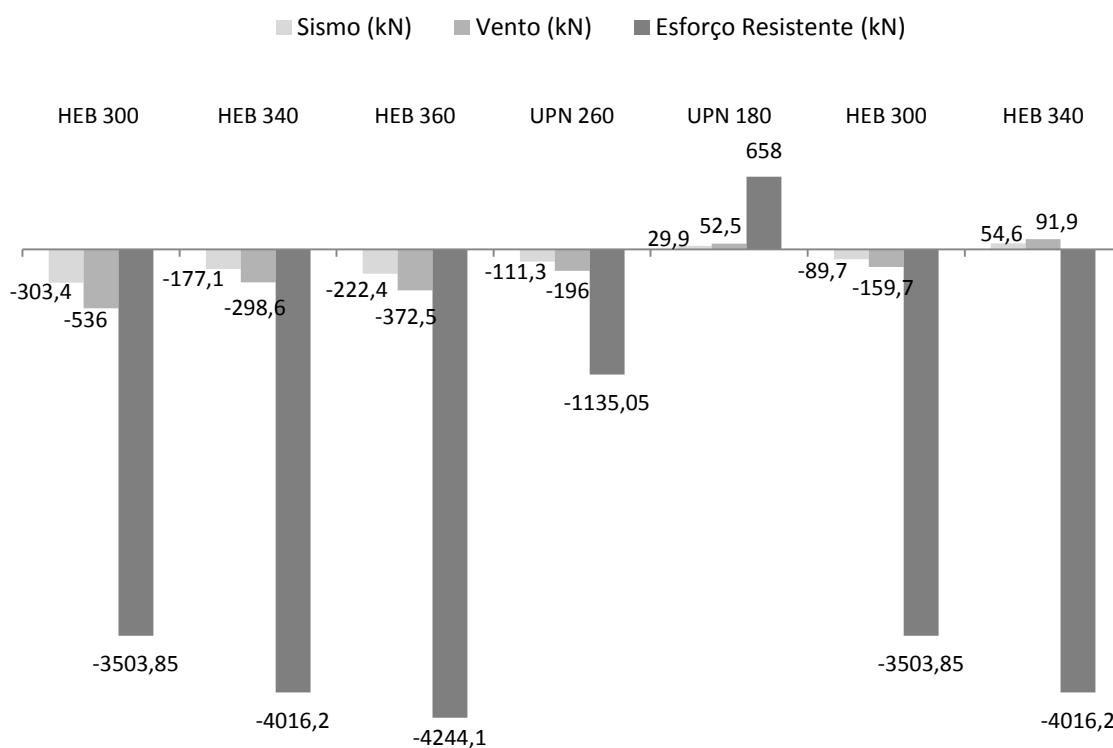


Figura 5.22 - Esforços normais actuantes e resistentes.

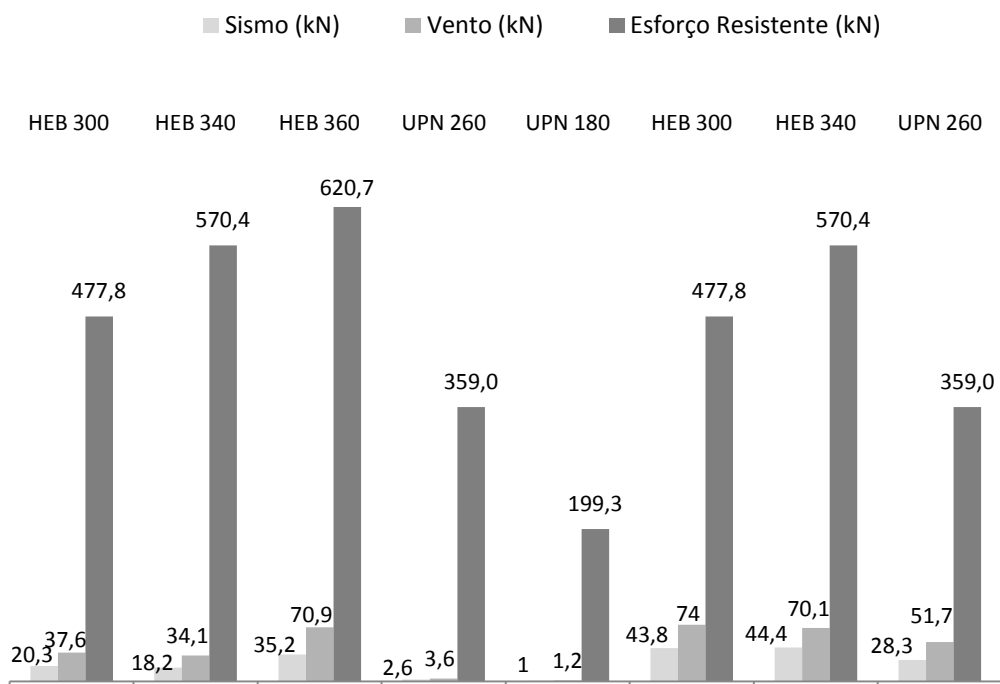


Figura 5.23 - Esforços transversos actuantes e resistentes.

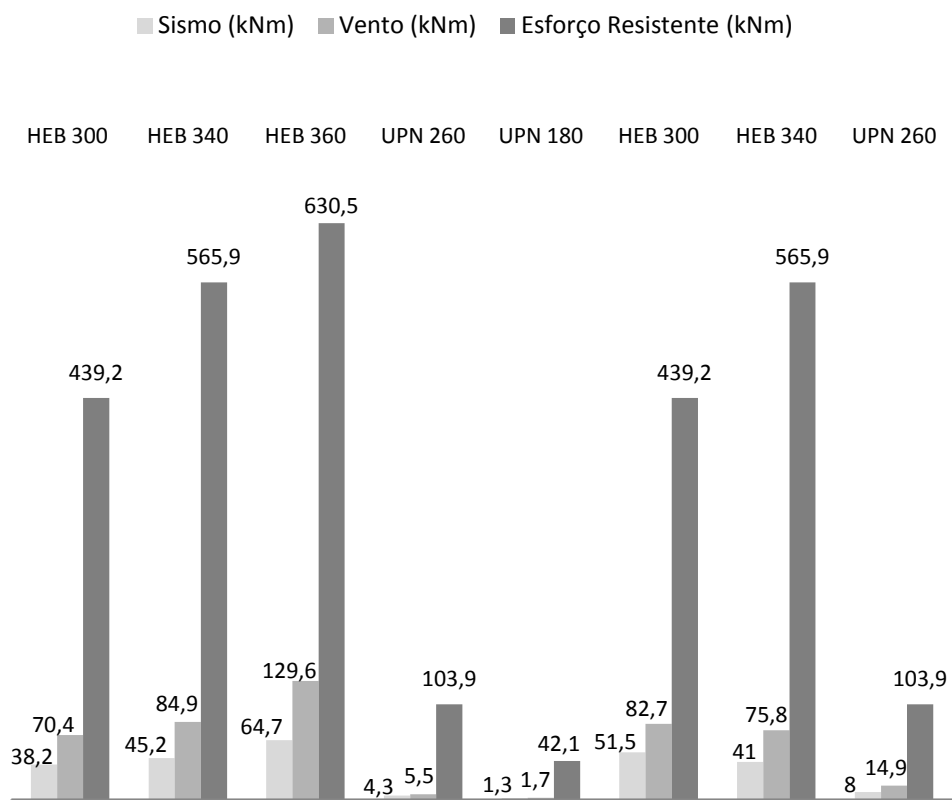


Figura 5.24 - Momentos flectores actuantes e resistentes.

Pela análise dos três gráficos anteriores, é possível constatar que os esforços devidos ao vento são sempre condicionantes face à acção sísmica. Comparando esses esforços com os resistentes, verifica-se existir uma acentuada discrepância entre ambos, o que leva a crer ter existido um sobredimensionamento da estrutura metálica de contenção. Seguidamente são apresentados, também graficamente, os valores referentes às verificações de segurança para a acção condicionante (vento).

5.3.2.3 Verificações de Segurança

O gráfico que se segue ilustra os valores condicionantes de dimensionamento dos perfis metálicos e as correspondentes verificações de segurança efectuadas. A ordem e correspondência dos perfis é igual à dos gráficos anteriores. As verificações condicionantes foram respectivamente: flexão composta com compressão para os perfis HEB 300 e HEB 340, encurvadura lateral para o perfil HEB 360, flexão composta com compressão para os perfis UPN 160 e UPN 180, e encurvadura lateral para os três últimos (HEB 300, HEB 340 e UPN 260).

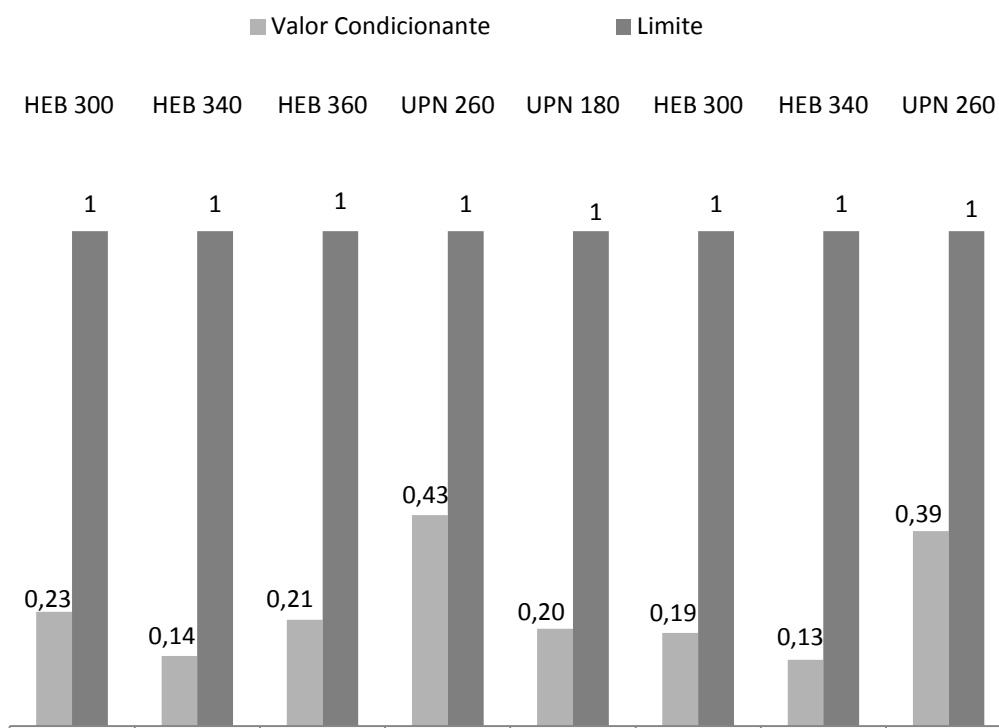


Figura 5.25 – Verificações de segurança: esforços actuantes e resistentes.

Da análise do gráfico anterior, constata-se que a segurança dos perfis metálicos é verificada com uma larga margem.

5.3.2.4 Estado Limite de Deformação

Utilizando o programa Sap200, determinou-se ainda o deslocamento horizontal máximo no topo da estrutura metálica para a combinação frequente. Obteve-se um valor de 2,3mm, muito abaixo do limite admissível ($L/500=35\text{mm}$).

5.3.3 Conclusões do Capítulo

Da análise dos gráficos anteriores referentes à intensidade dos esforços actuantes e às verificações de segurança, conclui-se que houve um sobredimensionamento da estrutura em causa. A adopção de perfis com uma menor área de secção, assim como um menor número de contraventamentos teriam constituído opções mais económicas.

A análise e dimensionamento da estrutura metálica de contenção com base no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes permite evidenciar algumas limitações deste antigo regulamento quando aplicado a estruturas provisórias. O dimensionamento através dos Eurocódigos, anteriormente efectuado, permite ultrapassar essas limitações, já que adopta uma abordagem especificamente direccionada para estruturas temporárias. No dimensionamento sísmico, a introdução no Eurocódigo 8 do coeficiente de importância reduz consideravelmente a aceleração de projecto das estruturas temporárias, sendo um factor que poderá ser determinante para que a acção do vento passe a ser condicionante nestas estruturas. Quanto à quantificação da acção do vento, o Eurocódigo 1 Parte 4, estabelece coeficientes de pressão resultantes para paredes isoladas com e sem pano de esquina, apresentando assim coeficiente aerodinâmicos direccionados para este tipo de obras, ao contrário do antigo regulamento.

O coeficiente de protecção, quando aplicado ao coeficiente de pressão resultante, pode reduzir consideravelmente o efeito da acção do vento. No entanto, como foi possível verificar, este coeficiente só deve ser aplicado a paredes de comprimento considerável, não devendo ser considerado para obras de pequena dimensão.

Quanto ao coeficiente de probabilidade, redutor da pressão dinâmica de pico, deve ser utilizado com precaução na medida em que as obras sofrem frequentemente atrasos significativos e o curto período de tempo em que esse factor é aplicável (1 ano) é excedido com facilidade.

Embora não se tenha feito referência à frequência fundamental da estrutura, esta deverá ser um dado a ter em conta no dimensionamento da estrutura metálica, em função das vibrações a que a obra poderá estar sujeita. Deve ser feito um levantamento da gama de frequências dessas vibrações e procurar afastar a frequência própria da estrutura desses valores, evitando fenómenos de ressonância que poderão destruir ou danificar gravemente as fachadas.

Capítulo 6

Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões

Ao longo da Dissertação, foram abordados alguns tipos de soluções estruturais que permitem salvar as antigas fachadas e a sua ligação com a nova estrutura. Cabe ao projectista escolher o tipo de estrutura mais adequado, em função das características da obra. A solução final pode passar por uma combinação dos diferentes tipos de estruturas aéreas e não aéreas, de modo a tirar partido das distintas características de cada uma. No entanto, por mais eficaz que possa ser a estrutura adoptada, a sua localização em relação à obra e espaço por si ocupado pode ditar a sua exequibilidade. Uma excessiva ocupação do espaço no interior pode revelar-se uma fonte de transtorno ao desenrolar dos trabalhos, enquanto uma excessiva ocupação exterior pode provocar uma insustentável obstrução da via pública. A opção por sistemas mistos (com partes internas e externas) pode revelar-se a solução ideal, quando bem explorada. À partida, a colocação da estrutura quer no interior quer no exterior envolve vantagens e desvantagens associadas a ambos os sistemas. Assim, a utilização destes sistemas pode permitir reduzir significativamente vários tipos de limitações e condicionamentos.

O sistema porticado de localização mista, descrito no ponto 2.3.2, é um exemplo que ilustra aquilo que foi referido no parágrafo anterior. O facto de se colocar metade do pórtico no exterior e a restante metade no interior permite utilizar o espaço intermédio correspondente à espessura da parede. Consequentemente, o espaço ocupado pela estrutura quer no interior quer no exterior sofre uma redução considerável, não criando grandes constrangimentos. A presença de partes da estrutura no interior da obra pode mesmo tornar-se vantajosa, pois, como foi visto no Capítulo 2, as fundações dos perfis verticais têm a posterior função de suporte de cargas verticais dos muros de contenção. Deste

modo, é possível obter uma estrutura mais económica a nível de fundações e consequentemente mais sustentável, pela menor quantidade de materiais utilizados.

Em resumo, é crucial saber jogar com factores como o tipo de estrutura, geometria das fachadas, espaço disponível, localização da estrutura e trabalhos de escavação, para que a estrutura cumpra o seu objectivo (reter as fachadas) e seja viável nas vertentes económica e de sustentabilidade.

Quanto aos sistemas estruturais mencionados no Capítulo 3, os sistemas patenteados estão mais direccionados para obras de grande envergadura, onde a área de fachadas a reter é considerável. O elevado preço a pagar às empresas neles especializadas pode ser justificado pela sua eficiência estrutural e rapidez de montagem/desmontagem, fruto da sua grande versatilidade anteriormente apontada. Contudo, em geral esta opção não se justifica em obras correntes de pequena dimensão, onde o empreiteiro facilmente pode adquirir perfis de aço laminado, montar a estrutura de contenção e encarregar-se dos trabalhos de monitorização.

Em todo o caso, a aquisição de um sistema estrutural de contenção em perfis de aço laminado pode, em determinadas circunstâncias, ser a melhor solução a adoptar. A este respeito, recorde-se, como descrito no Capítulo 2, que alguns projectos prevêem a incorporação de parte da estrutura de contenção na nova estrutura do edifício;

Há ainda a considerar que existem obras em que, pelos motivos económicos ou de projecto referidos no Capítulo 3, as estruturas permanecem activas por um período de tempo superior ao normal.

A escolha do sistema estrutural deve ser assim efectuada em função da dimensão da obra, podendo, todavia, ser ditada pelas particularidades descritas acima.

Os Eurocódigos contemplam de modo específico o dimensionamento sísmico de estruturas de carácter temporário. É recomendado um período de vida útil de 10 anos, ao qual corresponde um período de retorno do sismo regulamentar menor do que o de período de retorno de referência, e consequentemente um coeficiente de importância inferior à unidade.

No dimensionamento à acção do vento, o tipo de coeficiente de pressão a adoptar varia consoante a área do edifício demolida. No caso de edifícios onde se pretende preservar a totalidade das paredes exteriores, podem-se aplicar os coeficientes de pressão exterior e interior. Quando em pelo menos duas das faces do edifício, onde se incluem fachadas e cobertura, a área das aberturas em cada face for 30% maior que a correspondente área total dessa face, utiliza-se o coeficiente de pressão resultante para paredes isoladas.

Relativamente à prática do fachadismo, o facto de apenas se preservarem as partes mais emblemáticas dos edifícios é alvo de controvérsia para os apologistas de uma reabilitação low-key.

Contudo, independentemente da validade desses argumentos, o facto do nosso país estar sujeito à actividade sísmica, é um factor que joga a favor da contenção de fachadas. De facto, por mais valiosos que sejam os interiores dos edifícios, nada justifica a possível perda de vidas humanas, na possível ocorrência de um sismo, fruto de uma reabilitação que no fundo não resolve os problemas estruturais típicos de muitos destes edifícios. Se a nova estrutura que cresce por detrás das antigas fachadas for correctamente dimensionada e construída de acordo com as boas práticas da construção, na possível ocorrência de um sismo e na pior das hipóteses cairá a antiga fachada, permanecendo a nova estrutura.

Por estas razões, o fachadismo pode ser uma boa forma de resolver problemas em edifícios que não têm aptidão estrutural para resistir a um sismo. Por ser um bom compromisso entre a conservação do património e o desenvolvimento tecnológico, entende-se que esta prática deve continuar a ser implementada no nosso país.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

No seguimento deste trabalho, seria interessante a realização de um estudo mais detalhado dos diversos tipos de ligações entre a fachada e a nova estrutura, bem como o seu comportamento face à acção sísmica.

Também se afigura justificado prosseguir o estudo, ainda insuficientemente desenvolvido, de técnicas de incorporação de partes da estrutura de contenção na estrutura definitiva. Um estudo da sua compatibilidade com as técnicas empregues na construção mista, abordando os vários problemas estruturais que podem daí surgir, poderá contribuir para que sejam exploradas as potencialidades deste método. Note-se que esta abordagem poderá permitir uma redução do material utilizado e do número de tarefas a executar, conduzindo a obras mais económicas, sustentáveis e com duração mais reduzida.

Referências Bibliográficas

- [1] Emmitt, S. e Gorse, C. (2009) Barry's Advanced Construction of Buildings (Second edition), Wiley-Blackwell, Oxford.
- [2] Gorse, C. e Highfield, D. (2009) Refurbishment and Upgrading of Buildings (Second edition), Taylor & Francis, Londres.
- [3] Gorse, C. e Highfield, D. (1991) The Construction of New Buildings Behind Historic Facades, Chapman & Hall, Londres.
- [4] Health and Safety Executive. (1992) Facade Retention, HSE Books, Sudbury.
- [5] El Rincón del Rock (2011) <http://www.elrincondelrock.com/2008/06/barcelona-albergara-el-primer-museo-del-rock-de-europa/>
- [6] Chudley, R. e Greeno, R. (2006) Building Construction Handbook (sixth edition), Elsevier, Oxford.
- [7] The Constructor (2011) <http://theconstructor.org/practical-guide/shoring-and-its-types/4633>.
- [8] Cruz, R.M.P. 2008 Sistemas de Suporte de Paredes de Edifícios Antigos em Demolição. Tese de Mestrado em Engenharia Militar. Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- [9] Wright Consultancy Group Ltd (2011) <http://www.wcgltd.co.uk/facades.html>.
- [10] Appleton, J. e Delgado, J. (2011) Reabilitação e Reforço de Fundações, Incluindo Escavações em Zonas Urbanas – Caso 3: Sistema de Contenção das Fachadas – Palácio Lumiares, Associação de Empresas de Construção Obras Públicas e Serviços (AECOPS), Lisboa.
- [11] Doran, D. (2004) Site Engineers Manual, Whittles Publishing, Latheronwheel.
- [12] Marquette Turner Luxury Homes (2011) <http://marquettetturner.wordpress.com/2008/12/11/more-than-a-facade-behind-the-surface-of-the-lancasters-hyde-park>.
- [13] Delgado, J. (2010) Demolição, contenção e consolidação de fachadas. Tecnologia e Vida, 6: 12-17
- [14] Lazarus, D., Bussell, M. and Ross, P. (2003) Retention of Masonry Façades – Best Practice Site Handbook C589, CIRIA, Londres.
- [15] ASA Scaffolding Services (2011) <http://www.asascaffoldingservices.co.uk/steel-scaffold-towers.html>.

- [16] RMD Kwikform (2011) www.rmdkwikform.com.
- [17] Fernandes, P. (2005) Projecto de Demolição e Contenção de Fachada do Edifício Nº 46 da Avenida da República, Pecnon Gabinete de Estudos e Projectos, LDA, Lisboa.
- [18] NP EN1990 Instituto Português da Qualidade (IPQ) (2009) Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas, Instituto Português da Qualidade (IPQ), Caparica.
- [19] BS EN1991-1-6 European Committee for Standardization (2009) Eurocode 1 - Actions on structures Part 1-6: General actions - Actions during execution, European Committee for Standardization, Bruxelas.
- [20] NP EN1991-1-4 Instituto Português da Qualidade (IPQ) (2010) Eurocódigo 1 - Acções em estruturas – Parte 1-4: Acções gerais – Acções do vento, Instituto Português da Qualidade (IPQ), Caparica.
- [21] NP EN 1998-1 Instituto Português da Qualidade (IPQ) (2010) Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para a resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade (IPQ), Caparica.
- [22] NP EN 1993-1-1 Instituto Português da Qualidade (IPQ) (2010) Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade (IPQ), Caparica.
- [23] Google Mapas (2011) <http://maps.google.com/maps?hl=pt-PT&tab=wl&authuser=0>.
- [24] Bic Laranja (2011) <http://biclaranja.blogs.sapo.pt/333178.html>.
- [25] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio, Porto Editora, Porto, 2010.
- [26] Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios, Decreto-Lei nº 211/86, de 31 de Julho, Imprensa Nacional – Casa da Moeda, Lisboa, 1986.